

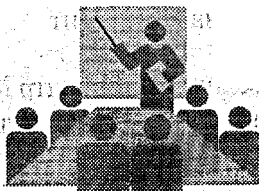
МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

Кафедра оснований, фундаментов,
инженерной геологии и геодезии

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

к выполнению курсового и дипломного проектов
по курсу «Механика грунтов, основания и
фундаменты» для студентов дневной и заочной
формы обучения специальности Т 19.01
«Промышленное и гражданское строительство».
Часть 1. Методика проектирования и расчетов.



Брест 2000

УДК 624.131+624.15+624.155+624.138

Изложена общая методика расчета фундаментов на естественном, искусственном основаниях и свайных фундаментов промышленных и гражданских зданий и сооружений. Приведены расчетные блок-схемы и алгоритмы, а также перечень вопросов, подлежащих разработке в курсовом и дипломном проектах.

Методические указания одобрены на заседании кафедры и рекомендованы к изданию.

(протокол № 9 от 7.06.2000 г.)

Составители: П.С. Пойта, доцент, к.т.н.

П.В. Шведовский, профессор, к.т.н.

В.Н. Дедок, доцент

А.М. Климук, ст. преподаватель

Г.П. Демина, ассистент

Рецензенты: научно-технический центр Минстройархитектуры
Директор: доцент, к.т.н. А.Я. Найчук

Брестский государственный технический университет

Введение

При выполнении курсового и дипломного проектов решение практических задач проектирования необходимо вести в постоянной увязке с соответствующими разделами курса механики грунтов, оснований и фундаментов, опираясь на ясные и четкие представления соответствующих теоретических положений. Только в этом случае самостоятельная работа студента над проектом будет углублять, развивать и обобщать полученные ранее знания, позволит творчески подойти к решению поставленной задачи и получить хорошие и прочные знания в области фундаментостроения и строительства вообще.

В методических указаниях изложены вопросы оценки строительных свойств грунтов, расчета и конструирования фундаментов мелкого заложения на естественном основании, свайных фундаментов, фундаментов на искусственном основании.

1. Объем и состав курсового проекта

Курсовой проект выполняется на основании задания, выдаваемого кафедрой.

Курсовой проект должен содержать подробную расчетно-пояснительную записку объемом 35-50 страниц, выполненную на листах формата А4 (размером 210x297 мм) и необходимые чертежи, выполненные на листах формата А1 (размером 594x841 мм). При значительном объеме графического материала, в дополнение к формату А1, разрешается использовать формат А2 (размером 420x594 мм).

1.1. Состав расчетно-пояснительной записки

Оформление расчетно-пояснительной записки необходимо выполнять в соответствии со Стандартом БПИ /10/. Расчетно-пояснительная записка должна быть написана четко, без помарок и поправок, на одной стороне листов бумаги с оставлением полей слева – 3,0 см (для брошпоровки), справа – не менее 10 мм. Все записки в расчетно-пояснительной записке выполняются чернилами или пастой одного цвета (черного, синего или фиолетового).

Записка делится на разделы, а разделы на подразделы. Все страницы записки должны иметь сквозную нумерацию.

Записка иллюстрируется необходимыми чертежами, графиками и схемами, выполненными в удобном масштабе со всеми размерами, абсолютными и относительными отметками. Рисунки и схемы даются на миллиметровой бумаге и нумеруются сквозной нумерацией, а в тексте на них делаются ссылки.

В записке сначала приводится расчетная формула, а затем проставляются соответствующие числовые значения. Все значения коэффициентов,

показателей и значения, полученные в результате расчетов, должны иметь соответствующую размерность в системе единиц СИ.

В расчетно-пояснительной записке должны применяться только принятые в научно-технической литературе термины, обозначения и сокращения.

На обложке расчетно-пояснительной записки указывают наименование проекта, университет, факультет, курс, № группы, фамилию и инициалы студента.

Расчетно-пояснительная записка должна иметь следующее содержание:

- задание на курсовое проектирование;
- реферат, в котором дают краткое изложение выполненной работы с указанием полученных результатов. В конце текста реферата помещают сведения о количестве страниц пояснительной записки, количестве содержащихся в ней таблиц, рисунков, библиографий и сведения об объеме графической части;
- оглавление с перечислением всех разделов проекта;
- введение, где дают сведения о назначении сооружения, краткую характеристику конструкций здания, исходные данные для проектирования, горизонтальную и вертикальную привязки сооружения, сведения о районе строительства;
- оценку инженерно-геологических условий строительной площадки, где приводят исходную таблицу физико-механических характеристик грунтов, составляют инженерно-геологический разрез строительной площадки, определяют наименования грунтов, рассчитывают значения их производных характеристик, дают заключение по каждому пласту грунта, составляют сводную таблицу физико-механических свойств грунтов строительной площадки;
- анализ грунтовых условий строительной площадки и выбор не менее трех конкурентно-способных вариантов фундаментов, отметив их достоинства и недостатки (например, фундаменты мелкого заложения, фундаменты на искусственном основании и свайные фундаменты);
- для наиболее загруженного сечения фундаментов расчеты по двум группам предельного состояния по намеченным вариантам. Порядок расчета по каждому варианту дан в методических указаниях, а пример расчета в /5/;
- технико-экономическое сравнение вариантов фундаментов, на основании которого делают окончательный выбор варианта фундаментов. Для определения стоимости фундаментов по каждому варианту необходимо определить объем основных работ, включая отрывку котлованов и траншей, устройств их крепления, шпунтовые ограждения, работы по водопонижению, искусственное упрочнение грунтов, стоимость материалов и работ. Расчет их стоимости производится по укрупненным показателям /2/;
- расчет и конструирование фундаментов в оставшихся двух сечениях выполняют по наиболее экономичному варианту (рекомендуется расчет

выполнять на ЭВМ с использованием программы «ОСНОВА» или «GRUNT»);

- технологию производства работ по устройству фундаментов разрабатывают для наиболее экономичного варианта фундаментов;
- список используемой литературы, встречающейся по тексту пояснительной записки, приводят в порядке ее появления в тексте.

1.2. Состав графической части курсового проекта

На чертеже необходимо показать:

- план строительной площадки с расположением скважин и с привязкой объекта и направления построенных геологических разрезов (масштаб 1:500; 1:1000);
- инженерно-геологический разрез по скважинам с нанесением контуров подземной части проектируемого сооружения (штриховой линией), с относительными отметками подошвы фундаментов и ориентацией по скважинам (масштаб по вертикали 1:100 - 1:200, по горизонтали 1:200 - 1:500);
- план фундаментов наиболее экономичного варианта с обозначением основных разбивочных осей, привязкой и маркировкой всех элементов (масштаб 1:100 - 1:200);
- сечения всех рассчитываемых фундаментов, с указанием отметок, опалубочных размеров, маркировкой элементов и т.п. (масштаб 1:10 - 1:50);
- рабочие чертежи конструкций фундаментов по принятому к разработке варианту;
- развертку стен подвала, для которых изменяются по их длине отметки подошвы фундамента;
- спецификацию железобетонных фундаментных конструкций;
- примечания.

2. Объем и состав дипломного проекта

Дипломный проект выполняется на основании задания, выдаваемого кафедрой.

2.1. Перечень вопросов, подлежащих разработке в дипломном проекте

Архитектурно-строительная часть (характеристика района строительства, характеристика площадки строительства, технологический и функциональный процессы проектируемого здания, сооружения, характеристика несущих и ограждающих конструкций, их материалов).

Расчетно-конструктивная часть (оценка инженерно-геологических условий площадки строительства, патентный поиск, выбор расчетной схемы, сбор нагрузок на фундаменты не менее чем в 8 расчетных сечениях, вариантное проектирование фундаментов в одном или нескольких сечениях, сравнение принятых вариантов, проектирование фундаментов в расчетных сечениях по оптимальному варианту, расчет одного из конструктивных элементов (по заданию руководителя) надземной части здания или сооружения, разработка мероприятий по защите подвальной части от затопления).

Технология строительного производства (технологическая карта на производство работ нулевого цикла).

Экономика строительства (технико-экономическое сравнение вариантов, сметная часть).

Организация планирования и управления строительством (сетевой график и стройгенплан на строительные объекты).

Охрана труда (безопасные методы ведения работ, пожарная безопасность).

Гражданская оборона.

Объем записки - до 150-200 страниц.

2.2. Перечень графического материала по дипломному проекту

1. Генплан, план участка
2. Планы
3. Разрезы и узлы
4. Фасады
5. Варианты фундаментов (сечения и рабочие чертежи), геологические условия строительной площадки
6. План фундаментов
7. Сечения фундаментов, развертки и узлы
8. Рабочие чертежи рассчитанных конструктивных элементов, спецификации
9. ППР на часть объекта
10. Стройгенплан

11. Сетевой график.

При разработке дипломного проекта дипломнику выделяются консультанты по следующим разделам:

- а) архитектурно-строительная часть;
- б) расчетно-конструктивная часть;
- в) технологическая часть;
- г) экономика строительства;
- д) организация планирования и управления строительством;
- е) охрана труда;
- ж) гражданская оборона.

3. Методика проектирования фундаментов

3.1. Фундаменты на естественном основании

При проектировании фундаментов на естественном основании целесообразно придерживаться такой последовательности (рис. 3.1).



Рис. 3.1. Схема проектирования фундаментов

Описание блоков схемы приведено на рис. 3.2.

1. Блок АИГУ - Анализ инженерно-геологических условий:

- определение физико-механических характеристик грунтов основания;
- построение инженерно-геологического разреза;
- составление заключения.

2. Блок d - выбор глубины заложения подошвы фундамента:

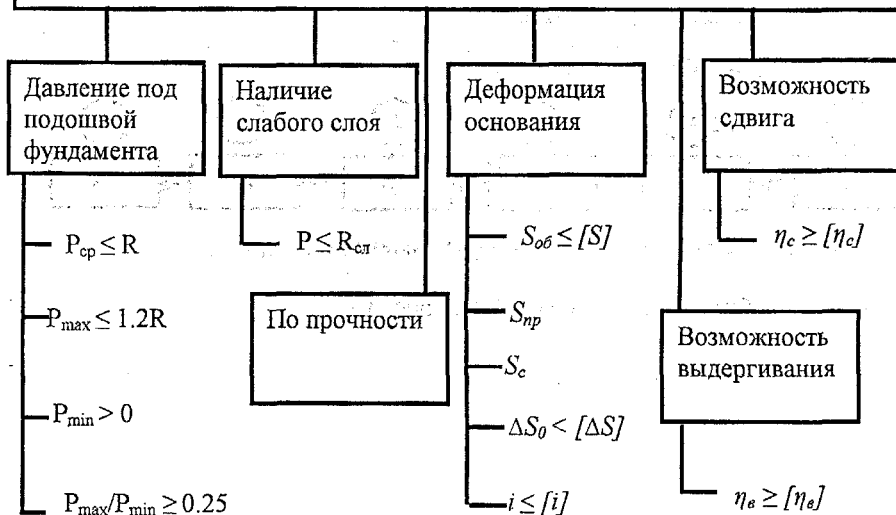
- определение d по климатическим условиям;
- определение d по конструктивным и технологическим требованиям;
- определение d по инженерно-геологическим условиям.

3. Блок А - определение площади и размеров подошвы фундамента

4. Блок ПК - предварительное конструирование фундамента:

- выбор и обоснование конструктивного решения;
- обоснование схемы работы;
- выбор технолого-конструктивной схемы.

5. Блок II - Выполнение проверок



6. Блок РК - Рабочее конструирование

Рис.3.2. Описание и схема реализации общих блоков

В таблице 3.1. приведены виды расчетов по прочности и их целевое назначение.

Расчеты по прочности

Таблица 3.1.

Тип фундамента	Вид расчетов	Целевое назначение
Ленточные под стену	Расчет на прерывистость	Возможность устройства прерывистых фундаментов
	Расчет по нормальным сечениям	Необходимость армирования
	Расчет по наклонным сечениям	Достаточность рабочей высоты ступени
Отдельный под колонны и столбы	Расчет на продавливание	Достаточность высоты плитной части
	Расчет на раскалывание	Достаточность общей высоты фундамента
	Расчет на изгиб	Армирование плитной части
	Расчет подколонника	Продольное и поперечное армирование подколонника
	Расчет по наклонным сечениям	Поперечное армирование подколонника
	Расчет на местное смятие бетона	Обоснованность принятого класса бетона
	Расчет по трещиностойкости	Условия трещинообразования

3.2. Свайные фундаменты

При проектировании свайных фундаментов целесообразно придерживаться такой последовательности (рис. 3.3).

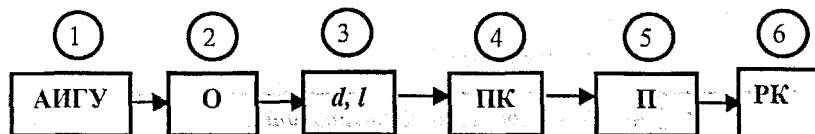


Рис. 3.3. Схема проектирования свайных фундаментов

Описание блоков схемы приведено на рис. 3.4.

2. Блок О - обоснование необходимости проектирования свайного фундамента:

- инженерно-геологическое;
- технико-экономическое.

3. Блок д, 1 - обоснование глубины заложения подошвы ростверка и длины свай

4. Блок ПК - предварительное конструирование:

- выбор типа ростверка;
- обоснование типа сопряжения свай с ростверком;
- выбор схемы работы фундамента;
- обоснование конструктивных особенностей.

5. Блок П - Выполнение проверок



6. Блок РК - Рабочее конструирование

- подбор сваебойного оборудования и расчет отказа свай

Рис. 3.4. Описание и схема реализации общих блоков

В таблице 3.2. приведены виды расчетов по прочности свай и свайных ростверков и их целевое назначение.

Расчеты по прочности

Таблица 3.2.

Тип фундамента	Вид расчетов	Целевое назначение
Кустовые под колонны	Расчет на продавливание колонной	Достаточность рабочей высоты плитной части
	Расчет на продавливание угловой сваей	Достаточность высоты нижней ступени (плитной части ростверка)
	Расчет на поперечную силу в наклонных сечениях	Достаточность высоты плитной части
	Расчет на изгиб	Армирование плитной части
	Расчет на местное смятие (сжатие) под торцом сборной колонны	Обоснованность принятого класса бетона
	Расчет на прочность стаканной части	Продольное и поперечное армирование подколонника и стакана
	Расчет на раскрытие трещин	Условия трещинообразования
Ленточные под кирпичные, крупноблочные и крупнопанельные стены	А. От эксплуатационных нагрузок: - расчет на изгиб	Армирование ростверка
	- расчет на смятие кладки стены над сваей	Достаточность прочности кладки
	- расчет на поперечную перерезывающую силу	Достаточность рабочей высоты ростверка
	Б. От нагрузок, возникающих в период строительства: - расчет на изгиб	Армирование ростверка
	- расчет на смятие кладки стены над сваей	Достаточность прочности кладки
	- расчет на поперечную перерезывающую силу	Достаточность рабочей высоты ростверка

3.3. Фундаменты на искусственном основании

При проектировании фундаментов на искусственном основании целесообразно придерживаться такой последовательности (рис. 3.5.).

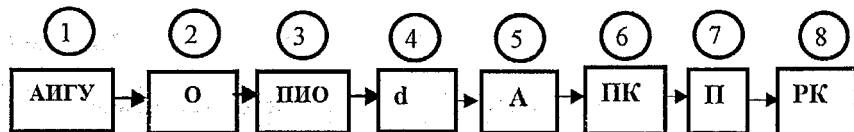


Рис. 3.5. Схема проектирования фундаментов.

Описание блоков схемы приведено на рис 3.6.

2. Блок О - обоснование необходимости проектирования искусственных оснований:

- инженерно-геологическое;
- технико-экономическое.

3. Блок ПИО - проектирование искусственных оснований:

- выбор и обоснование вида основания;
- выбор технологии его устройства.

Конструктивно-технологические расчеты:

- определение физико-механических характеристик;
- определение конструктивных параметров;
- определение технологических параметров.

Рис. 3.6. Описание и схема реализации специфических блоков

Описание и реализация остальных блоков приведена в разделе 3.1.

4. Анализ грунтовых условий площадки строительства и выбор глубины заложения фундаментов

4.1. Оценка инженерно-геологических условий строительной площадки

При проектировании оснований под фундаменты зданий или сооружений по данным инженерно-геологических исследований необходимо оценить свойства грунтов строительной площадки с целью выбора несущего слоя грунта.

Данные инженерно-геологических исследований приведены в задании к курсовому проекту /3/, где вместо наименований грунтов указаны только номера слоев, а также даны их основные физико-механические характеристики.

Используя данные бурения по скважинам 1, 2 и 3, строится геологический разрез с нанесением уровня грунтовых вод. Скважины 1 и 3 расположены на расстоянии 5 м от крайних осей плана здания в продольном направлении, скважина 2 расположена в центральной части здания. С правой стороны около скважин наносятся абсолютные отметки подошв слоев от уровня планировки. На скважинах наносятся условные обозначения, характеризующие влажность слоев грунта.

Построенный геологический разрез с оценкой свойств грунтов основания по каждому слою дает возможность правильно рассмотреть три конкурентоспособных варианта фундаментов и выбрать наиболее экономичный из них.

Для каждого из пластов, которые были вскрыты тремя скважинами, должно быть определено наименование грунта. Если в таблице исходных данных отсутствует влажность на границе текучести и раскатывания, то это означает, что грунт песчаный. Для определения наименования песчаного грунта необходимо знать гранулометрический состав, плотность сложения (коэффициент пористости) и степень влажности.

Для определения наименования пылевато-глинистого грунта требуется знать число пластичности и показатель текучести. Вид песчаного грунта определяют по гранулометрическому составу, табл. 4 /7/.

Вид пылевато-глинистого грунта определяют по числу пластичности, табл. 11 /7/:

$$I_p = W_L - W_p, \% \quad (4.1)$$

где W_L - влажность на границе текучести, %; W_p - влажность на границе раскатывания, %.

Затем, для каждого вида грунта необходимо определить следующие производные характеристики:

1) плотность грунта в сухом состоянии

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + 0,01\omega}, \text{ т/м}^3, \quad (4.2)$$

где ρ - плотность грунта, т/м³; ω - природная влажность, %.

2) коэффициент пористости грунта

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1, \quad (4.3)$$

где ρ_s - плотность частиц грунта, т/м³.

По плотности укладки частиц, т.е. по величине коэффициента пористости, песчаные грунты делятся на плотные, средней плотности и рыхлые (табл.10 /7/). Использовать рыхлые пески в качестве естественного основания не рекомендуется, в особенности, если они насыщены водой, и тем более, при динамических нагрузках, поэтому в задании к курсовому проектированию

отсутствуют значения прочностных и деформативных показателей. При варианном проектировании фундаментов разрабатываются меры по искусственному улучшению грунтов таких оснований.

3) степень влажности

$$S_r = \frac{0,01 \cdot \omega \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w}, \quad (4.4)$$

где $\rho_w = 1,0 \text{ т/м}^3$ – плотность воды.

По величине степени влажности песчаные грунты подразделяются на маловлажные, влажные и насыщенные водой (табл. 7 /7/).

Для пылевато-глинистых грунтов определяют показатель текучести

$$J_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p}. \quad (4.5)$$

В зависимости от показателя текучести супеси подразделяются на твердые, пластичные, текучие, а суглинки и глины – на твердые, полутвердые, тугопластичные, мягкопластичные, текучепластичные и текучие.

Пылевато-глинистые грунты текучей консистенции в качестве естественных оснований, как правило, не используются. Для пылевато-глинистых грунтов необходимо еще установить, не является ли рассматриваемый грунт просадочным. При предварительной оценке к просадочным грунтам относятся пылевато-глинистые со степенью влажности $S_r \leq 0,8$, для которых величина показателя J_{ss} , определяемого по формуле 4.6, меньше значений, приведенных в таблице 14 /3/:

$$J_{ss} = \frac{e_L - e}{1 + e}, \quad (4.6)$$

где e_L – коэффициент пористости, соответствующий влажности на границе текучести и определяемый:

$$e_L = \frac{0,01 w_L \rho_s}{\rho_w}. \quad (4.7)$$

После определения классификационных характеристик песчаных и пылевато-глинистых грунтов дается заключение по каждому слою геологического разреза. Например, 1 слой – песок мелкий, средней плотности, маловлажный; 2 слой – суглинок тугопластичный, непросадочный.

Нормативные значения деформационных и прочностных характеристик песчаных грунтов (соответственно модуль деформации, угол внутреннего трения и удельное сцепление) принимаются по таблице 26 /7/.

Для пылевато-глинистых грунтов нормативные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления принимают по табл. 27 /7/, а нормативное значение модуля деформации – по табл. 28 /7/.

Для выбора предварительных размеров подошвы фундаментов определяют расчетное сопротивление на основании R_0 , которое принимается в зависимости от физических характеристик грунта. Для песчаных грунтов R_0 определяется в зависимости от наименования грунта и его плотности (табл. 46 /7/), для пылевато-

глинистых (непросадочных) грунтов R_0 устанавливается по виду грунта, его коэффициенту пористости и консистенции (по интерполяции) (табл. 47 /7/).

Данные о физико-механических характеристиках и показателях грунтов, слагающих строительную площадку, приводятся в сводной таблице 4.1, и на их основе определяется полное наименование грунтов, дается оценка возможности и целесообразности их использования в качестве несущего слоя основания.

Сводная таблица физико-механических характеристик грунтов

Таблица 4.1.

№.Местоя	Наименование грунта	Мощность слоя, м	ρ , т/м ³	ρ_{s_1} , т/м ³	ρ_{d_1} , т/м ³	W, %	W _L , %	W _{P3} , %	J _p , %	J _L	e	S _r	C _m кПа	φ _n , град.	R ₀ , кПа	E, МПа
			γ , кН/м ³	γ_{s_1} , кН/м ³	γ_{d_1} , кН/м ³											
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17

4.2. Выбор глубины заложения фундаментов

Глубина заложения фундаментов определяется с учетом:

- назначения, а также конструктивных особенностей зданий и сооружений (наличия подвалов, подземных коммуникаций, фундаментов под оборудование и т.д.);
- величины и характера нагрузок, действующих на фундаменты;
- глубины заложения фундаментов примыкающих зданий и сооружений;
- геологических и гидрогеологических условий площадки строительства;
- глубины сезонного промерзания и оттаивания грунтов.

Минимальную глубину заложения фундаментов во всех грунтах, кроме скальных, рекомендуется принимать не менее 0,5 м, считая от поверхности планировки и 0,4 м от пола подвала. Фундамент рекомендуется заглублять в несущий слой не менее чем на 20 см. При наличии слоев или прослоек «слабых» грунтов, например, рыхлых песков, глинистых грунтов текучей консистенции или с высоким коэффициентом пористости, заторфованных, насыпных грунтов и т.п. на них, как правило, не закладывают фундаменты.

Фундаменты сооружения или его отсека, как правило, должны закладываться на одном уровне. При заложении ленточного фундамента смежных отсеков на разных отметках переход от более заглубленной части к менее заглубленной должен выполняться уступами, которые должны быть не круче 1:2, а высота уступа – не более 60 см. Ленточные фундаменты примыкающих частей отсеков должны иметь одинаковое заглубление на протяжении не менее 1м от шва. Допустимая разность отметок заложения соседних столбчатых фундаментов (или столбчатого и ленточного) определяется по формуле:

$$\Delta h \leq a(\operatorname{tg} \varphi_1 + C_1 / P), \quad (4.8)$$

где a - расстояние между фундаментами в свету; φ_1 и C_1 - расчетные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта; P - среднее давление под подошвой расположенного выше фундамента от расчетных нагрузок (для расчета оснований по несущей способности).

Глубина заложения фундамента исходя из условия возможности пучения грунтов при промерзании назначается с учетом глубины промерзания грунта в данном районе, наличия грунтовых вод и склонности грунтов основания к пучению.

Нормативную глубину сезонного промерзания грунта следует определять по формуле:

$$d_{fn} = d_o \sqrt{M_t}, \quad (4.9)$$

где d_o - глубина промерзания при $\sum |T_f| = 1^\circ\text{C}$, м, принимаемая равной для суглинков и глин - 0,23; супесей, песков мелких и пылеватых - 0,28; песков гравелистых, крупных и средней крупности - 0,30; крупнообломочных грунтов - 0,34 м; M_t - безразмерный коэффициент, численно равный $\sum |T_f|$ - сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном районе, $^\circ\text{C}$, принимаемый по /14/. Значение d_{fn} разрешается определять по схематической карте /8/, где даны изолинии нормативных глубин промерзания для суглинков. При наличии в зоне промерзания других грунтов значение d_{fn} , найденное по карте, следует умножить на отношение $d_o/0,23$.

Затем определяется расчетная глубина промерзания грунта по формуле:

$$d_f = K_h \cdot d_{fn}, \quad (4.10)$$

где K_h - коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения, определяемый по табл. 37 /7/.

Глубина заложения фундаментов отапливаемых сооружений по условиям исключения морозного пучения грунтов основания должна назначаться:

- для наружных стен и колонн - по условиям, изложенным в табл. 38 /7/;
- для внутренних стен и колонн - независимо от расчетной глубины промерзания грунтов.

Глубина заложения наружных и внутренних фундаментов неотапливаемых сооружений должна назначаться по табл. 38 /7/. При наличии неотапливаемого подвала или техподполья глубина заложения исчисляется от пола подвала или технического подполья.

В результате общей оценки приведенных выше условий устанавливается минимальная глубина заложения, которая и принимается при проектировании фундаментов здания или сооружения.

5. Проектирование фундаментов мелкого заложения на естественном основании

5.1. Определение размеров фундаментов в плане

Предварительное определение размеров фундаментов в плане производится с учетом расчетного сопротивления грунта основания R_0 . Площадь подошвы фундамента любой формы в плане при центральной нагрузке определяется по формуле:

$$A = \frac{N_H}{R_0 - \gamma_{cp} \cdot d_1}, \quad (5.1)$$

где N_H - расчетная нагрузка (для расчета по деформациям) по обрезу фундамента, кН; γ_{cp} - среднее значение удельного веса материала фундамента и грунта по его уступам (принимается $\gamma_{cp} = 20,0 \dots 22,0$ кН/м³); d_1 - глубина заложения фундамента, м.

Полученное значение A для внецентренно загруженного фундамента увеличивается на 10-15%.

Ширина ленточного фундамента под стену, когда подсчет нагрузок производится на 1 пог.м длины фундамента, равна

$$b = A/1. \quad (5.2)$$

Ширина фундамента, имеющего в плане форму квадрата, равна

$$b = \sqrt{A}. \quad (5.3)$$

При определении размеров подошвы прямоугольного фундамента поступают следующим образом:

а) задаются коэффициентом соотношения сторон $\eta = \frac{l}{b}$;

б) определяют ширину фундамента по формуле:

$$b = \sqrt{\frac{A}{\eta}}; \quad (5.4)$$

в) определяют длину фундамента $l = b \cdot \eta$.

Полученные по расчету размеры подошвы фундамента следует округлить, чтобы они были кратными 100 мм. Ленточные фундаменты, как правило, проектируются из сборных ж/б плит.

Затем определяется расчетное сопротивление грунта основания R (Мпа) по формуле:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_H + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_H + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_H + M_c \cdot c_H], \quad (5.5)$$

где γ_{c1} и γ_{c2} - коэффициенты условий работы, принимаемые по табл. 43 /7/; k - коэффициент, принимаемый по п. 2.174 /7/; M_{γ} , M_q , M_c - коэффициенты, принимаемые в зависимости от угла внутреннего трения по табл. 44 /7/; k_z - коэффициент, принимаемый: $k_z = 1$ при $b < 10$ м, $k_z = z_0/b + 0,2$ при $b \geq 10$ м (здесь $z_0 = 8,0$ м); γ_H - осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих

ниже подошвы фундамента. При наличии подземных вод удельный вес грунта определяется с учетом взвешивающего действия воды по формуле:

$$\gamma_{об} = (\gamma_s - \gamma_w) / (1 + e), \quad (5.6)$$

где γ_s - удельный вес частиц грунта, кН/м^3 ; γ_w - удельный вес воды, кН/м^3 ; e - коэффициент пористости грунта; γ'_H - расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы, кН/м^3 ; c_H - расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа ; d_i - глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле:

$$d_i = h_s + h_{ср} \gamma_{ср} / \gamma'_H, \quad (5.7)$$

где h_s - толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м; $\gamma_{ср}$ - расчетное значение удельного веса материала пола подвала, кН/м^3 ; $h_{ср}$ - толщина конструкции пола подвала, м; d_b - глубина подвала - расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом шириной $b \leq 20$ м и глубиной более 2,0 м $d_b = 2$ м, при ширине подвала более 20,0 м $d_b = 0$). Если $d_i > d$ (где d - глубина заложения фундамента), то d_i принимается равным d , а $d_b = 0$.

При вычислении R значения характеристик φ_H , c_H и γ_H принимаются для слоя грунта, находящегося под подошвой фундамента до глубины $Z_R = 0,5b$ при $b < 10$ м и $Z_R = t + 0,1b$ при $b \geq 10$ м (здесь $t = 4,0$ м). При наличии нескольких слоев грунта от подошвы фундамента до глубины Z_R принимаются средневзвешенные значения указанных характеристик, аналогичным образом поступают и с коэффициентами γ_{c1}, γ_{c2} .

При принятом значении b для центрально нагруженного фундамента далее определяют среднее давление по подошве по формуле:

$$P_{ср} = \frac{N_H}{A} + \gamma_{ср} d. \quad (5.8)$$

Если оно существенно отличается от R , то необходимо изменить размеры фундамента и повторить определение $P_{ср}$ и R . Должно выполняться условие $P_{ср} \leq R \leq (5\%)$.

Размеры внецентренно нагруженных фундаментов определяются, исходя из условий:

$$P_{ср} \leq R,$$

$$P_{\max} \leq 1,2R,$$

$$P_{\min} \geq 0,$$

где P_{\max} и P_{\min} - максимальное и минимальное крайние давления под подошвой фундамента. Необходимо иметь ввиду, что недонапряжение под подошвой фундамента в пределах 5% относится к одному из трех, записанных выше условий. Максимальное и минимальное давления под краем фундамента, при

действии момента сил относительно одной из главных осей инерции площади подошвы, определяется по формуле:

$$P_{\max/\min} = \frac{N_{II}}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{l}\right), \quad (5.9)$$

где e - эксцентриситет равнодействующей относительно центра тяжести площади подошвы фундамента (м) и

$$e = \frac{M_{II}}{N_{II}}; \quad (5.10)$$

l - длина фундамента, м.

Определяется относительный эксцентриситет вертикальной нагрузки на фундамент по формуле: $\varepsilon = \frac{e}{l}$, который рекомендуется ограничивать следующими значениями:

$\varepsilon_u = 1/10$ - для фундамента под колонны производственных зданий с мостовыми кранами грузоподъемностью 75 т и выше, а также во всех случаях, когда расчетное сопротивление грунтов основания $R < 150$ кПа;

$\varepsilon_u = 1/6$ - для остальных производственных зданий с мостовыми кранами;

$\varepsilon_u = 1/4$ - для бескрановых зданий, а также производственных зданий с подвесным крановым оборудованием.

Следует иметь в виду, что при $\varepsilon > 1/6$ эпюра контактных давлений под подошвой фундамента треугольная с нулевой ординатой в пределах подошвы, т.е. происходит частичный отрыв подошвы. Тогда P_{\max} определяется по формуле:

$$P_{\max} = \frac{2N_{II}}{3bl_0}, \quad (5.11)$$

где $l_0 = l/2 - e$ - длина зоны отрыва подошвы (при $\varepsilon = 1/4$, $l = l/4$).

5.2. Расчет прерывистых ленточных фундаментаов

При несовпадении расчетной ширины фундамента с шириной сборной плиты проектируются прерывистые фундамента. Расчетное сопротивление грунта основания R при проектировании сборных прерывистых ленточных фундаментаов определяется как для непрерывных ленточных фундаментаов с повышением найденной величины R меньшим из двух коэффициентов k_d и k'_d , определяемым по табл. 51 /7/.

Проектирование прерывистых ленточных фундаментаов производится в следующей последовательности:

а) определяется ширина b сплошного ленточного фундамента (методика изложена выше);

б) определяется площадь $A = L \cdot b$ ленточного фундамента длиной L , подлежащего замене на прерывистый;

в) принимается типовая фундаментная плита шириной b_1 , превышающей ширину сплошного ленточного фундамента,

г) определяются коэффициенты превышения расчетного сопротивления грунта основания k_d и k'_d . Для дальнейшего расчета принимается меньший из этих двух коэффициентов;

д) определяется суммарная площадь прямоугольных плит в прерывистом фундаменте

$$A_b = A/k'_d; \quad (5.12)$$

е) по величине A_b и площади одной плиты $A_s = l \cdot b$ определяется число плит в прерывистом фундаменте

$$n = A_b / A_s + \Delta n, \quad (5.13)$$

где Δn - поправка для округления отношения A_b / A_s до большего целого числа;

ж) определяется фактическое расстояние между плитами

$$l_b = (L - nl) / (n - 1); \quad (5.14)$$

з) среднее давление по подошве плит определяется по формуле:

$$P_s = \frac{P_{cp} \cdot A}{A_b}, \quad (5.15)$$

и по этому давлению подбирается марка плиты по прочности;

и) определяется фактический коэффициент превышения расчетного сопротивления $k_{df} = P_s / P_{cp}$. Если $k_{df} > k_d$, то уменьшаем расстояние между плитами до выполнения условия $k_{df} = k_d$.

При проектировании прерывистых фундаментов следует учитывать, что:

а) величина просвета не должна быть более 0,7l;

б) крайние давления при внецентренной нагрузке не должны превышать 1,2 среднего давления по подошве;

в) при расчете осадок прерывистый фундамент следует рассматривать как непрерывный ленточный фундамент шириной, равной ширине прерывистого фундамента;

г) промежутки между плитами прерывистого фундамента должны быть заполнены песком или местным грунтом с трамбованием.

5.3. Расчет железобетонных фундаментов

5.3.1. Расчет фундаментов на продавливание при монолитном сопряжении колонн с плитной частью

Расчет фундаментов по прочности производится на расчетные усилия, взятые с осредненным коэффициентом надежности $\gamma = 1,2$. Собственный вес фундамента и вес грунта на его уступах не учитывается, так как обусловленные этими нагрузками реактивные давления ими же уравниваются, не вызывая усилий изгиба в теле фундамента.

Расчет на продавливание производится из условия, чтобы действующие усилия были восприняты бетоном фундамента без установки поперечной арма-

туры: при монолитном сопряжении колонны с плитной частью – от верха последней (рис. 5.1а); при монолитном сопряжении подколонника с плитной частью независимо от вида соединения колонны с подколонником при расстоянии от верха плитной части до низа колонны $H_1 \geq (b_c - b_c)/2$ – от верха плитной части (рис. 5.1б), а при меньшем H_1 – от низа колонны (рис. 5.1в). При расчете принимается, что продавливание фундамента происходит по боковым поверхностям пирамиды, стороны которой наклонены под углом 45° к горизонтали (рис. 5.10). Расчет на продавливание плитной части центрально нагруженных квадратных фундаментов производится из условия:

$$F \leq k \cdot R_{bt} \cdot b_a \cdot h_o \quad (5.16)$$

где F – расчетная продавливающая сила; k – коэффициент, принимаемый равным 1; R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению; b_a – среднее арифметическое значение периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания, образующейся в пределах рабочей высоты сечения.

Величина b_a определяется по формуле:

$$b_a = 2(l_c + b_c + 2h_o) \quad (5.17)$$

Расчетная продавливающая сила равна

$$F = A_o \cdot P, \quad (5.18)$$

где $A_o = A - A_p$, (здесь A – площадь подошвы фундамента; A_p – площадь нижнего основания пирамиды про давливания); $P = \frac{N_1}{A}$ – давление на грунт без учета веса фундамента и грунта на его уступах.

Расчет центрально нагруженных прямоугольных и внецентренно нагруженных квадратных фундаментов (рис. 5.3) производится также по условию 5.16, при этом соответственно:

$$F = A_o \cdot P; \quad F = A_o \cdot P_{\max}, \quad (5.19)$$

где $A_o = 0,5b(l - l_c - 2h_o) - 0,25(b - b_c - 2h_o)^2$.

Вместо b_a в формуле 5.16 подставляется $b_p = b_c + h_o$, так как рассматривается условие прочности одной более нагруженной грани.

Среднее и наибольшее краевое давление на грунт определяются по формулам:

$$P = \frac{N_1}{A} \text{ - при центральном нагружении фундамента} \quad (5.20)$$

$$P_{\max} = \frac{N_1}{A} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{l}\right) \text{ - при внецентренном нагружении фундамента;} \quad (5.22)$$

$e = M_1 / N_1$ – эксцентриситет силы N_1 .

Если $b - b_c < 2h_o$, то $b_p = 0,5(b - b_c)$ и тогда

$$A_o = 0,5 \cdot b(l - l_c - 2h_o). \quad (5.21)$$

Вынос нижней ступени фундамента c_1 (рис. 5.2) корректируется с учетом модульных размеров:

$$c_1 = k \cdot h_1,$$

где k - коэффициент, принимаемый по табл. 4.23 /8/; h_1 - высота ступени.

Затем проверяется условие

$$F \leq R_{bt} \cdot h_{o1} \cdot b_p, \quad (5.23)$$

где h_{o1} - рабочая высота нижней ступени фундамента.

Сила F и величина b_p вычисляются по формулам:

$$F = A_{o1} \cdot P_{\max}; \quad (5.24)$$

$$b_p = b_1 + h_{o1}, \quad (5.25)$$

где A_{o1} - площадь многоугольника $a_1 b_1 c_1 d_1 e_1 q_1$;

$$A_{o1} = 0,5 \cdot b(l - l_1 - 2 \cdot h_{o1}) - 0,25(b - b_1 - 2 \cdot h_{o1})^2, \quad (5.26)$$

если $b - b_1 \leq 2 \cdot h_{o1}$, то

$$A_{o1} = 0,5 \cdot b(l - l_1 - 2 \cdot h_{o1}). \quad (5.26a)$$

Минимальные размеры остальных ступеней фундамента в плане определяются пересечениями линий АВ с линиями, ограничивающими высоты ступеней (рис. 5.2). Для двухступенчатых и трехступенчатых фундаментов эти размеры должны быть не менее:

$$l_1 \geq l - 2 \cdot c_1 \quad (5.27)$$

$$b_1 \geq m l_1; \quad (5.28)$$

$$l_2 \geq (l - 2c_1 - l_c) h_3 / (h_2 + h_3) + l_c; \quad (5.29)$$

$$b_2 \geq m l_2 + l_c. \quad (5.30)$$

Здесь m - отношение меньшей стороны фундамента к большей, принимаемое равным 0,6-0,85. Окончательно размеры ступеней фундаментов назначаются с учетом унификации размеров фундаментов.

5.3.2. Расчет на продавливание при стаканном сопряжении сборной колонны с фундаментом

В расчетах на продавливание при стаканном сопряжении сборной колонны с фундаментом различают следующие случаи:

а) подколонника нет, стакан не армирован. Пирамида продавливания строится от контура дна стакана и до рабочей арматуры у подошвы (рис. 5.4);

б) подколонника нет, стакан армирован. Пирамиду продавливания строят от линии пересечения обреза фундамента и колонны (рис. 5.3);

в) подколонник имеется. Пирамиду продавливания строят от линии пересечения подколонника с верхом плитной части фундамента (рис. 5.16).

Проверка фундамента по прочности на продавливание (рис. 5.4) по формуле:

$$N_l \leq k \cdot R_{bt} \cdot b_p \cdot h'_g \cdot l \cdot b / A_o, \quad (5.31)$$

где N_l - расчетная нормальная сила в сечении колонны у обреза фундамента;

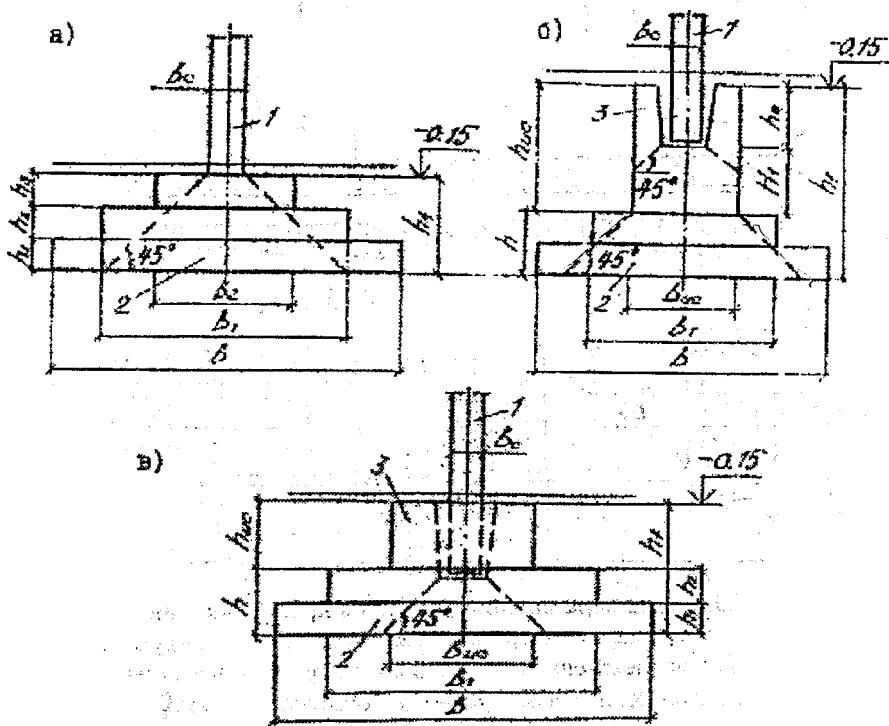


Рис. 5.1. Схема образования пирамиды продавливания

а - монолитное сопряжение плитной части с колонной; б - то же с высоким подколонником; в - то же с низким подколонником

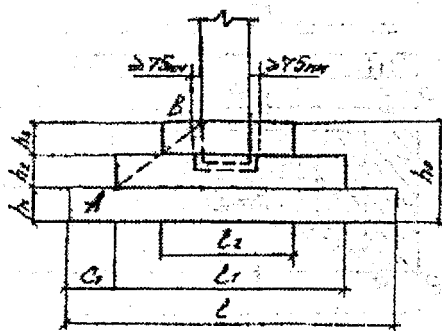


Рис. 5.2. Схема к определению высоты ступеней

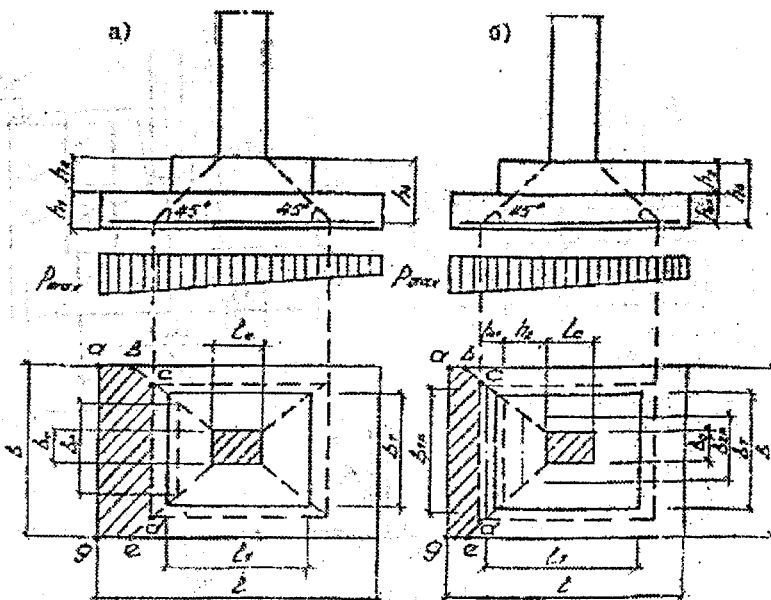


Рис. 5.3. Схема образования пирамиды продавливания
 а - при внецентренной нагрузке для центрально нагруженных прямоугольных и внецентренно нагруженных квадратных фундаментов;
 б - для центральных и внецентренно нагруженных прямоугольных фундаментов

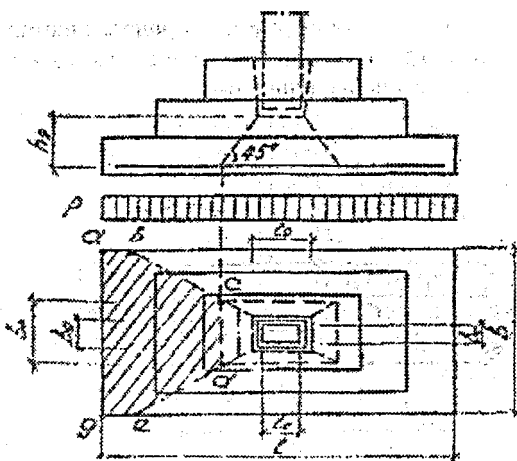


Рис. 5.4. Схема образования пирамиды продавливания для стаканного фундамента

$$b_p = b_g + h'_g, \quad (5.32)$$

где h'_g - рабочая высота пирамиды продавливания от дна стакана до центра растянутой арматуры; A_o - площадь многоугольника $abcdeg$ и

$$A_o = 0,5 \cdot b(l - l_g - 2 \cdot h'_g) - 0,25(b - b_g - 2 \cdot h'_g)^2; \quad (5.33)$$

l_g и b_g - размеры дна стакана.

По прочности на раскалывание эти фундаменты проверяются от действия нормальной силы N_l в сечении у обреза фундамента по формулам:

$$N \leq (1 + b_o/l_o) \mu' \gamma_o A_l R_{bt}; \quad (5.34)$$

$$N \leq (1 + l_c/b_c) \mu' \gamma_c A_b R_{bt}; \quad (5.35)$$

где μ' - коэффициент трения бетона по бетону, равный 0,7; γ_o - коэффициент условий работы фундамента в грунте, равный 1,3; A_l и A_b - площади вертикальных сечений фундамента в плоскостях, проходящих по осям колонны параллельно сторонам l и b подошвы фундамента, за вычетом площади сечения стакана.

При $b_c/l_c < A_b/A_l$ расчет ведется по формуле 5.34, а при $b_c/l_c > A_b/A_l$ - по формуле 5.35. При определении N по формуле 5.34 отношение b_c/l_c должно приниматься более 0,4, а по формуле 5.35 - l_c/b_c не менее 2,5. После проведения расчетов на продавливание и раскалывание принимается большее значение несущей способности фундамента.

5.3.3. Определение сечения арматуры подошвы фундамента

Сечение рабочей арматуры определяется из расчета на изгиб консольного выступа фундамента в сечениях по грани колонны и по граням ступеней фундамента.

Площадь арматуры, параллельной стороне l , в сечении I-I по грани колонны (рис.5.5) определяется по формуле:

$$A_{st} = \frac{M_{I-I}}{0,9 h_o R_s}, \quad (5.36)$$

где

$$M_{I-I} = \frac{b(l - h_k)^2 (P_3 + 2P_2)}{24}. \quad (5.37)$$

То же, по грани ступени в сечении II-II определяется по формуле:

$$A_{st} = \frac{M_{II-II}}{0,9(h_o - h_s) R_s}, \quad (5.38)$$

где

$$M_{II-II} = \frac{b(l - l_s)^2 (P_3 + 2P_2)}{24}. \quad (5.39)$$

Аналогично определяется площадь рабочей арматуры по моменту в сечении III-III.

Площадь сечения рабочей арматуры, параллельной стороне b , в сечении по грани колонны I-I определяется по формуле:

$$A_{sI'} = \frac{M_{I'-I'}}{0,9h_o \cdot R_s} \quad (5.40)$$

где
$$M_{I'-I'} = \frac{l \cdot P_1 (b - b_k)^2}{8} \quad (5.41)$$

Аналогичным образом определяется площадь сечения рабочей арматуры в сечениях по граням ступеней.

В формулах (5.36-5.41): h_o - рабочая высота фундамента в сечении I-I; R_s - расчетное сопротивление арматуры при растяжении.

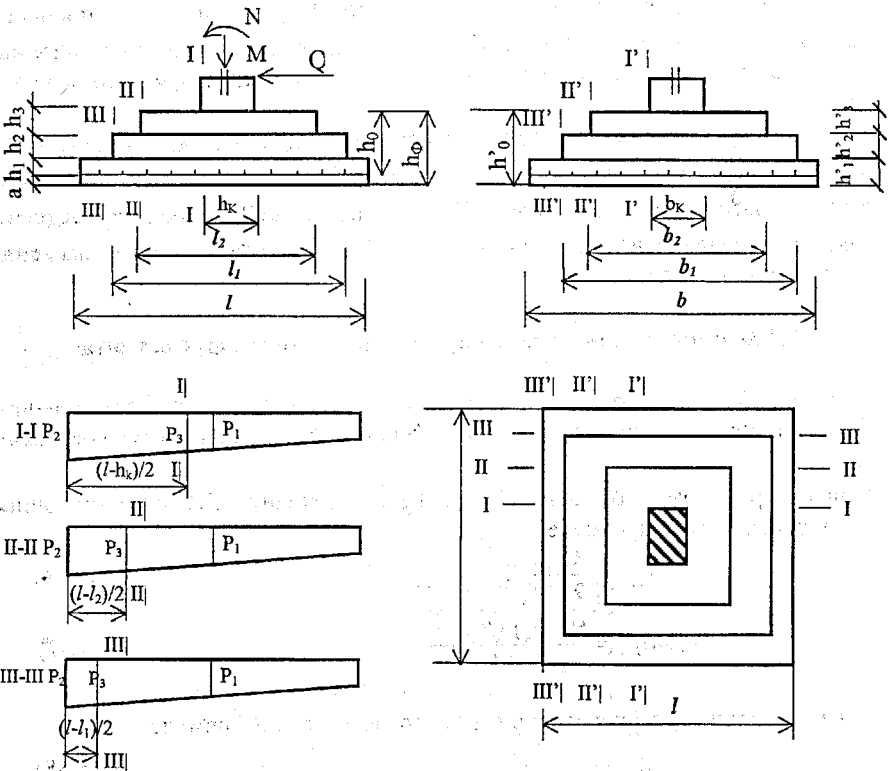


Рис. 5.5. Расчетные схемы для определения подошвы фундамента

Армирование подошвы отдельных фундаментов рекомендуется осуществлять сварными сетками. Расстояние между осями стержней сеток должно приниматься не более 200 мм.

Диаметр рабочих стержней, укладываемых вдоль стороны фундамента размером 3 м и менее, должен быть не менее 10 мм; диаметр рабочих стержней, укладываемых вдоль стороны размером более 3 м – не менее 12 мм.

5.3.4. Расчет подколонника

В зависимости от требуемой глубины заложения высота фундамента регулируется высотой подколонника. Обрез фундамента под железобетонные колонны назначается на отметке $-0,15$ из удобства выполнения работ нулевого цикла.

При связных грунтах пластичной консистенции и в водонасыщенных песках под фундаментами устраивается подготовка из бетона толщиной 100 мм. В связных грунтах твердой и полутвердой консистенций подготовку можно не устраивать. В маловлажных песках либо устраивается подготовка, либо защитный слой увеличивается до 70 мм. В остальных случаях защитный слой принимается равным 35 мм.

Размеры в плане ступеней подколонника принимаются кратными 300 мм; высота ступеней – кратной 150 мм; высота фундамента – кратной 300 мм; высота плитной части – кратной 150 мм. Рекомендации по назначению размеров ступеней приведены в /8/.

Подколонники фундаментов, если это необходимо по расчету, должны армироваться продольной и поперечной арматурой (рис. 5.6). Расчет продольной арматуры железобетонного подколонника производится по СНиП 2.03.01-84 на внецентренное сжатие коробчатого сечения стаканной части в плоскости заделанного торца колонны и на внецентренное сжатие прямоугольного сечения подколонника в сечении II-II (рис. 5.6). Диаметр продольных рабочих стержней подколонника должен быть не менее 12 мм.

Стенки стакана допускаются не армировать при их толщине по верху более 200 мм и более 0,75 высоты верхней ступени (при глубине стакана большей, чем высота подколонника) или 0,75 глубины стакана (при глубине стакана меньшей, чем высота подколонника). При несоблюдении этих условий стенки стаканов следует армировать поперечной арматурой в соответствии с расчетом.

Поперечная арматура стакана определяется по расчету в зависимости от соотношения величины эксцентриситета e , силы N и размера колонны h_k в плоскости действия момента (рис. 5.6):

а) при $e \geq \frac{h_k}{2}$ по косому сечению III-III, проходящему через точку k поворота

колонны

$$A_x = 0,8 \frac{M + Qy_n - N \cdot h_k / 2}{R_s \cdot \sum Z_i}, \quad (5.42)$$

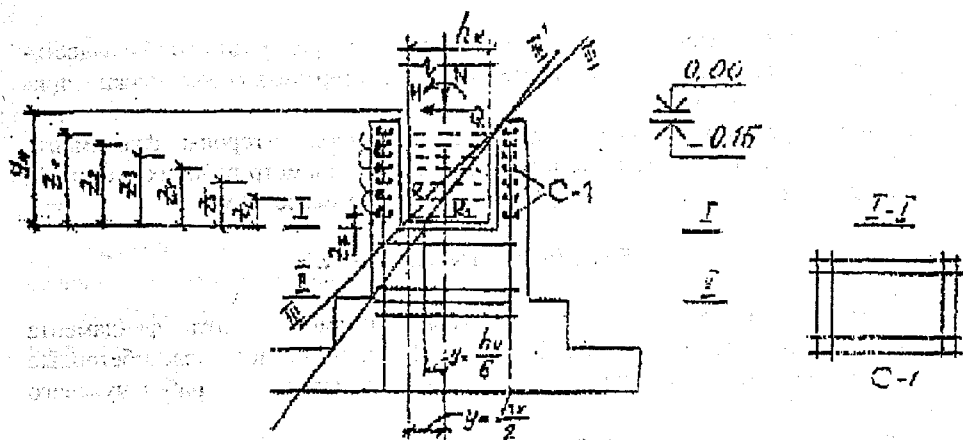


Рис. 5.6. Расчетная схема стаканной части подколонника

б) при $\frac{h_k}{2} > e_o > \frac{h_k}{6}$ по косому сечению III-III, проходящему через точку

$$A_x = \frac{M + Qy_n - 0,7 \cdot N \cdot e_o}{R_s \cdot \sum Z_i}; \quad (5.43)$$

в) при $e_o \leq \frac{h_k}{6}$ поперечная арматура ставится конструктивно.

Диаметр арматуры сеток следует принимать по расчету, но не менее 8 мм и 0,25 диаметра продольной арматуры стакана. Расстояние между сетками следует назначать не более четверти глубины стакана и не более 200 мм. Продольная рабочая арматура подколонника, устанавливаемая по расчету, должна проходить внутри ячеек сеток поперечного армирования.

5.4. Определение осадки фундамента методом послойного суммирования

Расчет осадки фундамента производится исходя из условия

$$S \leq S_u \quad (5.44)$$

где S - величина конечной осадки отдельного фундамента, определяемая расчетом; S_u - предельная величина осадки основания фундаментов зданий и сооружений, принимаемая по табл. 72 /7/.

Для определения осадки фундамента необходимо составить схему, показанную на рис. 5.7, на которой слева от фундамента даны инженерно-геологические условия и характеристики грунтов. Затем от оси фундамента влево откладываем ординаты эпюры вертикальных напряжений от собственного веса

грунта. Причем, построение эпюры σ_{zg} следует начинать от отметки поверхности природного рельефа при планировке подсыпкой или срезкой. Ординаты эпюры σ_{zg} вычисляются в характерных горизонтальных сечениях (на нижней границе каждого слоя, под подошвой фундамента, на уровне грунтовых вод) по формуле:

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i, \quad (5.45)$$

где γ_i - удельный вес i -го слоя грунта, kH/M^3 ; h_i - толщина i -го слоя грунта, м.

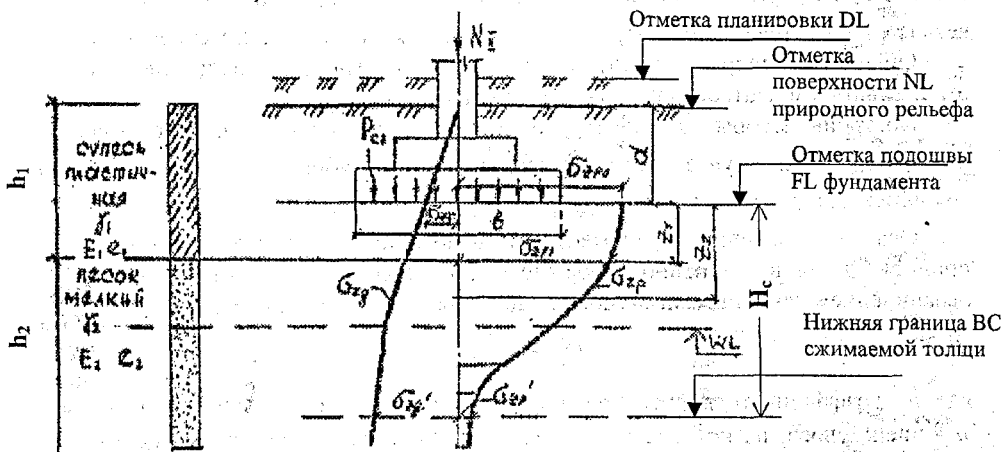


Рис. 5.7. Схема к расчету осадок методом послойного суммирования

Для водонасыщенных слоев грунта, расположенных ниже уровня грунтовых вод, необходимо определять удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды по формуле (5.6).

К водоупорным грунтам можно отнести скальные нетрещиноватые и глинистые грунты (суглинки и глины) с показателем текучести $J_L < 0,25$, которые взвешивающему действию воды не подвергаются. Природное давление на кровлю этих слоев определяется по формуле:

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i + \gamma_{\text{в}} \cdot h_w, \quad (5.46)$$

где $\gamma_{\text{в}}$ - удельный вес воды, kH/M^3 ; h_w - высота столба воды, м.

Для построения эпюры дополнительных вертикальных напряжений толщина грунта ниже подошвы фундамента в пределах глубины, приблизительно равной 4-6-ти кратной ширине фундамента, разбивается на ряд слоев, мощностью не более

0,4b (обычно 0,2b). Если в пределах элементарного слоя попадают два слоя грунта, то эти участки рассматриваются отдельно.

Величина дополнительного вертикального напряжения для любого сечения ниже подошвы фундамента вычисляется по формуле:

$$\sigma_{zp} = \alpha(P_{cp} - \sigma_{zgo}), \quad (5.47)$$

где α - коэффициент, учитывающий изменение дополнительного вертикального напряжения по глубине и определяемый по табл. 55 /7/ в зависимости от $\xi = \frac{2Z}{b}$ (Z - глубина рассматриваемого сечения ниже подошвы фундамента, b - ширина фундамента); $\eta = \frac{l}{b}$ (l - длина фундамента); P_{cp} - среднее фактическое давление под подошвой фундамента, кПа; σ_{zgo} - вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента от веса вышележащих слоев, кПа.

Ординаты эпюры дополнительного вертикального напряжения следует откладывать в масштабе вправо от оси фундамента.

Построив эпюры σ_{zg} и σ_{zp} , определяют нижнюю границу сжимаемой (активной) зоны грунта, которая находится на глубине H_c ниже подошвы фундамента, где $\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}$.

Осадка отдельного фундамента на основании, расчетная схема которого принята в виде линейно-деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи, определяется по формуле:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpi} \cdot h_i}{E_i}, \quad (5.48)$$

где β - коэффициент, корректирующий упрощенную схему расчета, равный 0,8; n - число слоев, на которое разделена по глубине сжимаемая толща основания; h_i - толщина i -го слоя грунта, см; σ_{zpi} - среднее дополнительное (к бытовому) напряжение в i -ом слое грунта, равное полусумме дополнительных напряжений на верхней и нижней границах i -го слоя, кПа; E_i - модуль деформации i -го слоя, кПа.

Для удобства вычисления осадки фундамента расчет рекомендуется вести в табличной форме (табл. 5.1).

Таблица 5.1

Таблица по расчету осадок

№№ слоев	Z, см	ξ	α	h_i , см	σ_{zp} , кПа	σ_{zg} , кПа	0,2 σ_{zg} , кПа	E_i , кПа	S_i , см
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

6. Проектирование свайных фундаментов

6.1. Основные положения расчета свайных фундаментов

Расчет свайных фундаментов и их оснований выполняется по предельным состояниям:

- для первой группы: по прочности материала свай и ростверков; по несущей способности оснований свайных фундаментов; если на них передаются значительные горизонтальные нагрузки (подпорные стены, фундаменты распорных конструкций и др.) или если основания ограничены откосами или сложены крутопадающими слоями грунта;

- для второй группы: по осадкам оснований свай и свайных фундаментов от вертикальных нагрузок, по перемещениям свай (горизонтальным U_p , углам поворота головы свай ψ_p) совместно с грунтом оснований от действия горизонтальных нагрузок и моментов, по образованию или раскрытию трещин в элементах железобетонных конструкций фундаментов.

6.2. Определение глубины заложения и назначение размеров ростверка

Как правило, подошву ростверка заглубляют ниже расчетной глубины промерзания пучинистого грунта. Однако, имеется положительный опыт строительства зданий и сооружений с ростверком в зоне промерзания грунтов. В таком случае между подошвой ростверка и пучинистым грунтом делается шлаковая, гравийная или щебеночная прослойка толщиной 250-300 мм, а непучинистым - то же, не менее 100 мм. Минимальную высоту ростверка под колонны, ступеней и подколонника в плане (из условия унификации) рекомендуется принимать кратными 300 мм. Высоту плитной части, ступеней и подколонника следует принимать кратной 150 мм. Толщина дна стакана как в сборных, так и монолитных ростверках должна быть не менее 300 мм, свес ростверка относительно осей крайних свай - не менее $0,5 d + 50$ мм. Размеры ростверка в плане предварительно принимают по размерам здания и в процессе конструирования уточняют.

Класс бетона для сборных ростверков назначается не менее В15, а для монолитных - не менее В12,5.

6.3. Выбор типа и размеров свай. Определение их несущей способности

Сваи по характеру работы подразделяются на сваи-стойки и сваи, защемленные в грунте, жесткие и гибкие (висячие). Тип свай выбирают в зависимости от характеристик слоя грунта, который находится под острием. Сваи-стойки принимают, когда под острием находятся скальные или малосжимаемые грунты $E > 50000$ кПа. Во всех остальных грунтах принимают сваи, защемленные в грунте.

К жестким сваям, заземленным в грунте, относятся сваи с глубиной заложения, m , нижнего конца сваи (h), равной восьми ее диаметрам (сторонам) (d).

Сваи с глубиной заложения, m , нижнего конца сваи (h), от $9d$ до $40d$ относятся к сваям конечной жесткости.

Сваи с глубиной заложения нижнего конца сваи (h) более $40d$ относятся к гибким.

При назначении длины сваи следует учитывать:

1) заделку сваи в ростверке, работающей на вертикальные нагрузки, не менее 5 см для ствола сваи и не менее 25 см для выпусков арматуры;

2) заделку сваи в ростверке, работающей на вертикальные растягивающие или горизонтальные нагрузки, не менее наибольшего размера поперечного сечения сваи, а выпуски арматуры не менее 40 см;

3) заглубление в малосжимаемый слой:

а) в крупнообломочных грунтах, гравелистых, крупных и средней крупности песчаных грунтах; а также глинистых грунтах с показателем консистенции $J_L \leq 0,1$ - не менее 0,5 м;

б) в прочих видах нескальных грунтов - не менее 1,0 м.

Полная длина сваи определяется как сумма:

$$l_{ce} = l_o + l_{cp} + l_{н.сл.}, \quad (6.1)$$

где l_o - глубина заделки свай в ростверке; l_{cp} - расстояние от подошвы ростверки до кровли до кровли несущего слоя; $l_{н.сл.}$ - заглубление в несущий слой.

Размеры свай по длине и сечению назначают согласно номенклатуре забивных свай. Рекомендуется применять железобетонные сваи квадратного сечения размером 250x250 мм или 300x300 мм.

Несущую способность F_d , кН забивной сваи, сваи-оболочки, набивной и буровой определяют по формулам:

$$\text{для свай-стоек} \quad F_d = \gamma_c \cdot R \cdot A; \quad (6.2)$$

$$\text{для свай, заземленных в грунте} \quad F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + U \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i), \quad (6.3)$$

где γ_c - коэффициент условий работы сваи в грунте, $\gamma_c = 1,0$; R - расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа; A - площадь поперечного сечения сваи, m^2 ; U - наружный периметр поперечного сечения сваи, м; f_i - расчетное сопротивление i -го слоя грунта по боковой поверхности сваи, кПа; h_i - толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м; γ_{cR}, γ_{cf} - коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и по боковой поверхности сваи.

Расчетное усилие на сваю по материалу разрешается определять из условия:

$$N \leq m \cdot \varphi (R_b \cdot A + R_{sc} \cdot A_s), \quad (6.4)$$

где N - расчетная нагрузка, передаваемая на сваю, кН; $m = 1$ при $h > 20$ см, $m = 0,9$ при $h \leq 20$ см; $\varphi = 1$ - коэффициент продольного изгиба; R_b - расчетное сопротив-

ление бетона осевому сжатию, кПа; A - площадь поперечного сечения свай, м^2 ; R_{sc} - расчетное сопротивление сжатой арматуры, кПа; A_s - площадь поперечного сечения сжатой арматуры м^2 .

Определив расчетные нагрузки на сваю по грунту и материалу, принимают в дальнейших расчетах меньшее значение.

6.4. Расчет и конструирование свайного фундамента

Центрально нагруженный свайный фундамент. Количество свай в фундаменте определяется по формуле:

$$n = \eta \frac{N_d \cdot \gamma_k}{F_d}, \quad (6.5)$$

где N_d - расчетная нагрузка на фундамент, кН; η - коэффициент, учитывающий влияние момента, равен 1,0; F_d - расчетная несущая способность грунта основания свай (несущая способность свай), кН; $\gamma_k = 1,4$ - коэффициент надежности.

Разместив сваи в плане, определяют максимальную и минимальную нагрузки на голову сваи при действии сжимающей силы и момента:

$$N_{\max/\min} = \frac{N_d + G_p}{n} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y_i^2} \leq \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (6.6)$$

где N_d - сжимающая сила, передаваемая на фундамент, кН; G_p - вес ростверка, кН; n - количество свай в фундаменте и $1 < n < 6$; M_x - расчетный момент относительно главной оси X в плоскости подошвы ростверка, кН·м; y - расстояние от оси X подошвы ростверка до оси ряда свай, на головы которых определяется нагрузка, м; y_i - расстояние от оси X подошвы ростверка до осей каждого ряда свай, м.

Если окажется, что расчетная нагрузка на сваю больше ее несущей способности, то надо увеличить число свай, а в противном случае - уменьшить. Точность расчетов в пределах $\pm 5\%$. Минимальные нагрузки должны быть больше нуля, так как работа свай на выдергивание не допускается.

Для свайного фундамента под стену количество свай определяется на погонный метр и принимается равным любому числу, в том числе и дробному. Для отдельно стоящих фундаментов под колонны и опоры окончательное число свай округляется до целого числа (округление возможно и в сторону уменьшения, если уменьшенное количество не менее 95% от расчетного числа свай).

Производится размещение свай и уточняются размеры ростверка в плане:

1. Для ленточного фундамента под стены определяют расчетное расстояние между осями свай по длине стены $a_p = \frac{l}{n}$ и в зависимости от величины a_p , определяют число рядов размещения свай по ширине ленты в плане. За основу должно быть принято, что фактическое расстояние между осями свай должно быть $a_p \geq 3d$.

2. Для куста свай под колонну или опору, размещение свай в плане подбирается рядовое или шахматное, чтобы получить наиболее компактный рост-

верк. Расстояние между сваями принимается $a_p \geq 3d$, а расстояние от оси крайней сваи до края ростверка принимается равным $\frac{d}{2} + c_0$, где $c_0 = 5$ см. При $1 > n > 6$ следует уменьшить n , изменив соответственно длину свай и ее несущую способность.

После размещения свай в плане и конструирования ростверка находят фактический вес ростверка и грунта N_{cpl} , определяют фактическое давление на каждую сваю N_{cp} и проверяют условие:

$$N_{cp} = \frac{N_{dl} + N_{cpl}}{n} \leq N. \quad (6.7)$$

Последовательность расчета внецентренно нагруженных свайных фундаментов в целом такая же, как и центрально нагруженных. Так как на фундамент действует момент, количество свай принимается несколько увеличенным ($n = 1,1 \dots 1,6$), чем это требуется при расчете на центральную нагрузку.

Размещая сваи в ростверке, необходимо стремиться к тому, чтобы равнодействующая сил свайного фундамента проходила ближе к центру тяжести плана свай в плоскости их нижних концов. Для этого при больших эксцентриситетах ростверк фундамента смещают или развивают в сторону эксцентриситета или применяют наклонные сваи.

6.5. Проверка прочности основания куста свай

Для оценки общей устойчивости свайного фундамента и определения его стабилизированной осадки необходимо определить вертикальные напряжения в грунте в плоскости, проходящей через острия свай. При этом свайный фундамент рассматривается как условный массивный фундамент, в состав которого входят часть фундамента, сваи, грунт межсвайного пространства и некоторый объем грунта, примыкающий к наружным сторонам свайного фундамента.

Контуры условного массива ABCD определяются (рис. 6.1): сверху - поверхностью планировки грунта AD; снизу - плоскостью BC в уровне нижних концов свай, в границах, определяемых пересечением с этой плоскостью наклонных плоскостей, проведенных под углом $\frac{\varphi_{IIcp}}{4}$ от наружного контура свайного куста в уровне подошвы ростверка; с боков - вертикальными плоскостями AB и CD, проведенными через границы нижней поверхности и при наличии наклонных свай - проходящими через нижние концы этих свай.

Расстояние X не должно превышать величины $X = 2d$, когда над острием сваи залегают пылеватоглинистые грунты с показателем текучести $J_L > 0,6$.

При слоистом напластовании в пределах длины сваи l_0 расчетное значение угла внутреннего трения грунта φ_{IIcp} принимается средневзвешенным и определяется по формуле:

$$\varphi_{IIcp} = \frac{\varphi_1 l_1 + \varphi_2 l_2 + \dots + \varphi_n l_n}{l_1 + l_2 + \dots + l_n}, \quad (6.8)$$

где $\varphi_1, \varphi_2, \dots, \varphi_n$ - расчетные значения углов внутреннего трения грунта (град) в пределах соответствующих участков свай l_1, l_2, \dots, l_n (м).

В собственный вес условного фундамента (при определении его осадки) включается вес свай и ростерка, а также вес грунта в объеме условного фундамента.

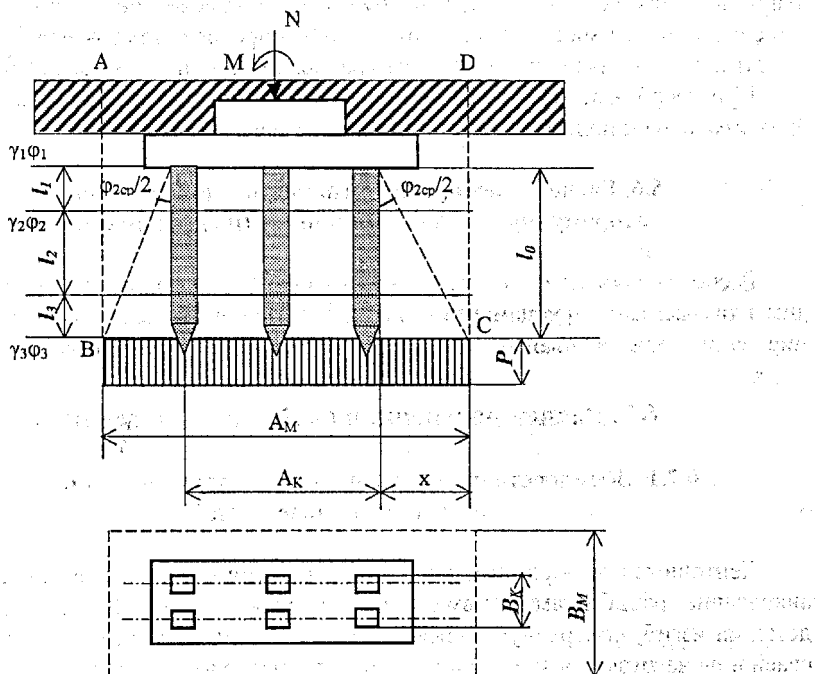


Рис. 6.1. Схема для определения границ условного фундамента

При нахождении условного массива ниже уровня грунтовых вод вес его определяется с учетом взвешенного состояния.

Давление по подошве условного фундамента от расчетных нагрузок не должно превышать расчетного давления на грунт.

$$P = \frac{N_{II}}{A_M} + \frac{M_{II}}{W_M} \leq R, \quad (6.9)$$

где N_{II} - сумма вертикальных расчетных нагрузок в уровне нижних концов свай, равная $N_{дII} + G_o + G_p + G_{zp}$ ($N_{дII}$ - вертикальная расчетная нагрузка на фундамент; G_o - вес свай; G_p - вес ростверка; G_{zp} - вес грунта), кН; M_{II} - расчетная величина момента, действующего на фундамент, кН·м; $A_M = (A_k + 2l_o \operatorname{tg} \frac{\varphi_{IIcp}}{4})(B_k + 2l_o \operatorname{tg} \frac{\varphi_{IIcp}}{4})$ - площадь подошвы условного массива грунта, м²; $W_M = \frac{B_M A_M^2}{6}$ - момент сопротивления подошвы условного массива грунта, м³; R - расчетное сопротивление грунта основания условного массива грунта, кПа, определяемое как для фундамента с геометрическими размерами, равными размерам условного массива грунта.

При несоблюдении условия (6.9) конструкция свайного фундамента должна быть изменена и подобрана так, чтобы это условие выполнялось.

6.6. Расчет основания свайного фундамента по второму предельному состоянию (по деформациям)

Расчет осадки свайного фундамента из свай заземленных в грунте производится так же, как и фундамента мелкого заложения (по методу послойного суммирования или эквивалентного слоя) и сводится к удовлетворению условия $S \leq S_u$.

6.7. Расчет ростверков свайных фундаментов

6.7.1. Железобетонный ленточный ростверк под кирпичные и крупноблочные стены

Ленточные ростверки под кирпичные и крупноблочные стены рассчитывают аналогично рандбалкам, где вместо опор используют сваи. Расчет ростверков ведется на изгиб, поперечную перерезывающую силу, на смятие кладки стены над сваями и на нагрузки, возникающие в период строительства и эксплуатации.

Изгибающие моменты в ростверке и поперечную силу на грани свай, возникающие в период строительства, определяют по формулам:

$$M_{он} = \frac{-q_k \cdot L_p^2}{12}; \quad M_{np} = \frac{q_k \cdot L_p^2}{24}; \quad Q = \frac{q_k \cdot L_p}{2}, \quad (6.10)$$

где $M_{он}$, M_{np} , Q - соответственно опорный и пролетный моменты, кН·м, и поперечная сила, кН; q_k - вес свежеложенной кладки высотой $0,5L$, но не меньшей, чем высота одного ряда блоков, определенный с коэффициентом перегрузки $n = 1,1$, и собственный вес ростверка, кН/м; L - расстояние между сваями в осях, м; $L_p = 1,05(L-d)$ - расчетный пролет, м; d - сечение свай, м.

Расчет на эксплуатационные нагрузки производится в зависимости от местных условий по различным расчетным схемам. Для всех схем нагрузок величина a (длина полуоснования эпюры нагрузки), м, определяется по формуле:

$$a = 0,0314 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_p \cdot J_p}{E_k \cdot B_k}}, \quad (6.11)$$

где - E_p модуль упругости бетона ростверка, кПа; J_p - момент инерции сечения ростверка, м⁴; E_k - модуль упругости кладки стены над ростверком, кПа; B_k - ширина кирпичной кладки крупноблочной стены или цоколя, м; 0,0314 - коэффициент, имеющий размерность м/см.

Максимальную ординату эпюры нагрузки над гранью сваи P_o , кН/м, для схем 1-3 и 5 определяют по формуле:

$$P_o = \frac{q_o \cdot L_p}{a}, \quad (6.12)$$

где q_o - расчетная равномерно распределенная нагрузка от здания на уровне низа ростверка (вес стен, перекрытий, ростверка, полезная нагрузка), кН/м.

Для схемы 4 (табл. 6.1) расчетная величина P_o принимается равной q_o .

Значения опорного и пролетного изгибающих моментов для всех схем загрузки определяют по формулам табл. 6.1, а поперечная перерезывающая сила в ростверке на грани сваи - по формуле:

$$Q = \frac{q_o \cdot L_p}{2},$$

где q_o и L_p - обозначения те же, что и в формуле (6.12).

Определение опорного и пролетного моментов, а также поперечной силы от нагрузок, возникающих в период строительства, производится по следующим формулам:

$$M_{оп} = -0,083q_k \cdot L_p^2; \quad M_{пр} = 0,042q_k \cdot L_p^2; \quad Q = \frac{q_k \cdot L_p}{2}. \quad (6.13)$$

По полученным значениям M и Q проверяют принятое сечение ростверка, подбирают продольную и поперечную арматуры.

6.7.2. Железобетонный ростверк под колонну

Расчет железобетонных ростверков отдельных свайных фундаментов под колонны по прочности производят на продавливание колонной; на продавливание угловой сваей нижней плиты ростверка; по поперечной силе наклонных сечений; на изгиб; на местное сжатие (смятие) торцами сборных железобетонных колонн. Кроме того, проверяется прочность стакана.

Моменты в неразрезном свайном ростверке от кирпичных и других видов каменных стен

Таблица 6.1.

№ схемы	Область применения	Схема нагрузки	Момент на опоре M_{on}	Момент в середине пролета M_{np}
1	$a \leq L_{ce}/2$		$\frac{-q_0 a (2L_p - a)}{12}$	$\frac{q_0 a^2}{12}$
2	$a \leq L_{ce}/2$ $a > S$			
3	$L_{ce}/2 \leq a \leq L_{ce}$		$\frac{-q_0 a (2L_p - a)}{12}$	$\frac{q_0}{24} [6L_p^2 - 4aL_p + a^2] + \frac{L_p^3 (L_p - 6a)}{a^2}$
4	$a \geq L_{ce}$		$\frac{-q_0 L_p^2}{12}$	$\frac{q_0 L_p^2}{24}$
5	$a > S$		$\frac{-q_0 S (3L_p - 2S)}{12}$	$\frac{-q_0 S^2}{6}$

6.7.2.2. Расчет на продавливание колонной

Расчет на продавливание сборной или монолитной колонной центрально нагруженного ростверка производят исходя из условия:

$$N \leq [\alpha_1(b_k + c_2) + \alpha_2(a_k + c_1)]h_1 \cdot R_{bt}, \quad (6.14)$$

где N - расчетная продавливающая сила, кН, равная сумме реакций свай, расположенных за пределами нижнего основания пирамиды продавливания (при этом реакции свай подсчитывают только от нормальной силы, действующей в сечении колонны у обреза ростверка); a_k и b_k - размеры сечений колонны у подошвы, м; c_1 - расстояние, м, от плоскости ближайшей грани свай, расположенных снаружи плоскости, проходящей по стороне колонны с размером b_k ; c_2 - расстояние, м, от плоскости грани колонны с размером a_k до плоскости ближайшей грани свай, расположенных снаружи плоскости, проходящей по стороне колонны с размером a_k ; h_1 - рабочая высота сечения на проверяемом участке, принимаемая от верха нижней рабочей арматуры сетки до дна стакана ростверка (под сборные) и до верха ростверка (под монолитные железобетонные колонны), м; R_{bt} - расчетное сопротивление бетона растяжению, кПа, для железобетонных конструкций; α_1, α_2 - безразмерные коэффициенты.

Внецентренно нагруженные ростверки под колонны прямоугольного сечения рассчитывают на продавливание, как и центрально нагруженные, но при этом величина продавливающей силы принимается равной

$$N = 2 \cdot \sum N_{\phi_i}, \quad (6.15)$$

где $\sum N_{\phi_i}$ - сумма реакций всех свай, расположенных с одной стороны от оси колонны в наиболее нагруженной части ростверка за вычетом реакций свай, расположенных в зоне пирамиды продавливания с этой же стороны от оси колонны.

6.7.4. Расчет ростверка на продавливание угловой сваей

Расчет производят при расположении свай за пределами пирамиды продавливания при условии

$$N_{\phi_i} \leq [\beta_1(b_{02} + \frac{c_{02}}{2}) + \beta_2(b_{01} + \frac{c_{01}}{2})]h_{01} \cdot R_{bt}, \quad (6.16)$$

где N_{ϕ_i} - расчетная нагрузка, кН, на угловую сваю, включая влияние местной нагрузки, с учетом моментов в двух направлениях; b_{01}, b_{02} - расстояния, м, от внутренних граней угловой сваи до наружных граней плиты ростверка, c_{01}, c_{02} - рас-

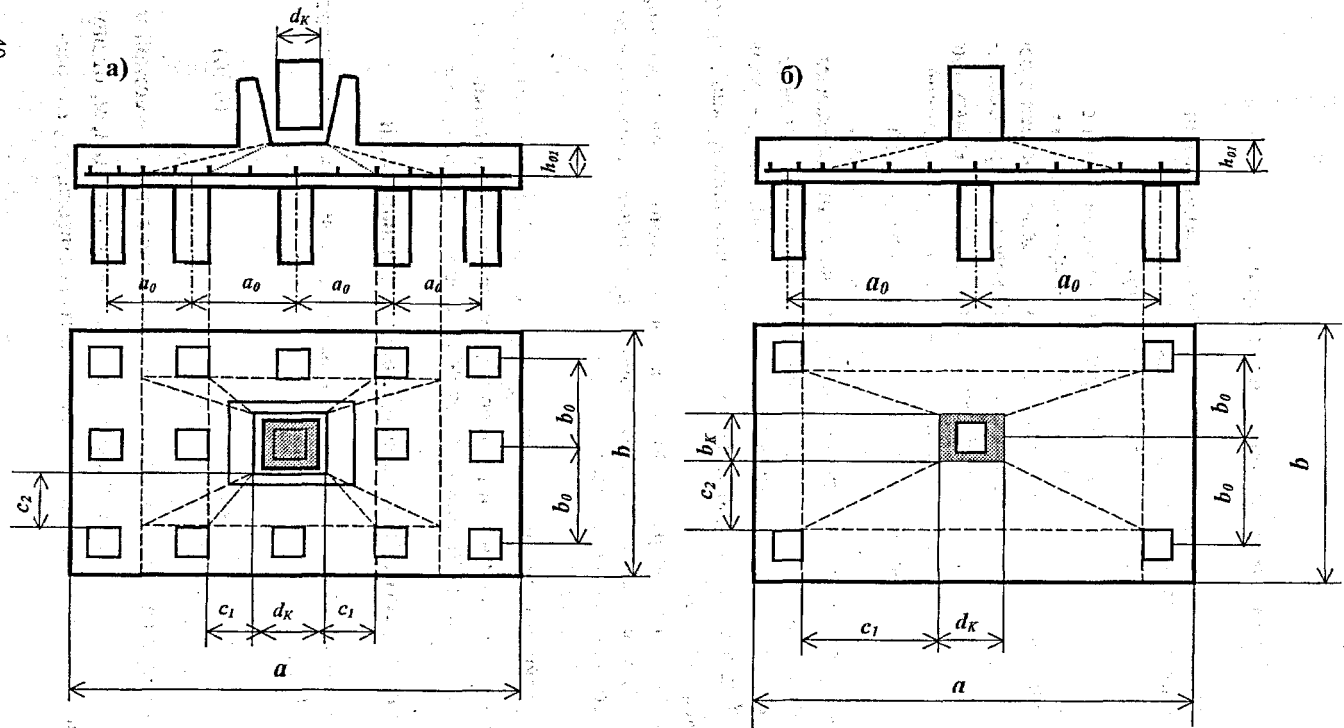


Рис. 6.2. Схема образования пирамиды продавливания в ростверке под сборной железобетонной колонной при многорядном расположении свай за наружными границами колонны (а) и монолитной железобетонной колонной (б)

стояния, м, от плоскости внутренних граней свай до ближайших граней подколоники (стакана) ростверка или до ближайших граней ступени при ступенчатом ростверке; h_0 - высота нижней ступени от верха свай, м; β_1, β_2 - безразмерные коэффициенты.

6.7.2.3. Расчет прочности наклонных сечений ростверка по поперечной силе

Расчет производится по формуле:

$$Q \leq mbh_0 R_{bt}, \quad (6.17)$$

где $Q = \sum N_{\phi}$ - сумма реакций всех свай, находящихся за пределами наклонного сечения, кН; b - ширина подошвы ростверка, м; h_0 - рабочая высота в рассматриваемом сечении, м; m - безразмерный коэффициент; R_{bt} - значение то же, что и в формуле 4.14.

6.7.2.4. Расчет ростверка свай на изгиб

Расчет производится по моментам в сечениях по грани колонны и в местах изменения высоты ростверка (по наружным граням стакана, по граням ступеней). Расчетный изгибающий момент для каждого сечения определяется как сумма моментов от реакции свай и от местных расчетных нагрузок, приложенных к консольному свесу ростверка по одну сторону от рассматриваемого сечения. Площадь поперечного сечения арматуры A_s определяется по аналогии с фундаментами на естественном основании.

6.7.2.5. Расчет стаканной части ростверка

Расчет состоит в определении сечений продольной и поперечной арматуры стенок. Если отношение толщины стенок стакана к высоте его уступа или к глубине стакана $\geq 0,75$, то стенки стакана не армируются, а если $< 0,75$, то их рассматривают как железобетонные элементы.

6.8. Выбор сваебойного оборудования и определение отказа свай

Успешная забивка свай обеспечивается правильным выбором типа и веса молота или вибропогружателя по отношению к весу, несущей способности и размерам свай.

Тип молота выбирают по соответствию энергии его удара E_d , кДж, несущей способности свай F_s то, из эмпирической зависимости:

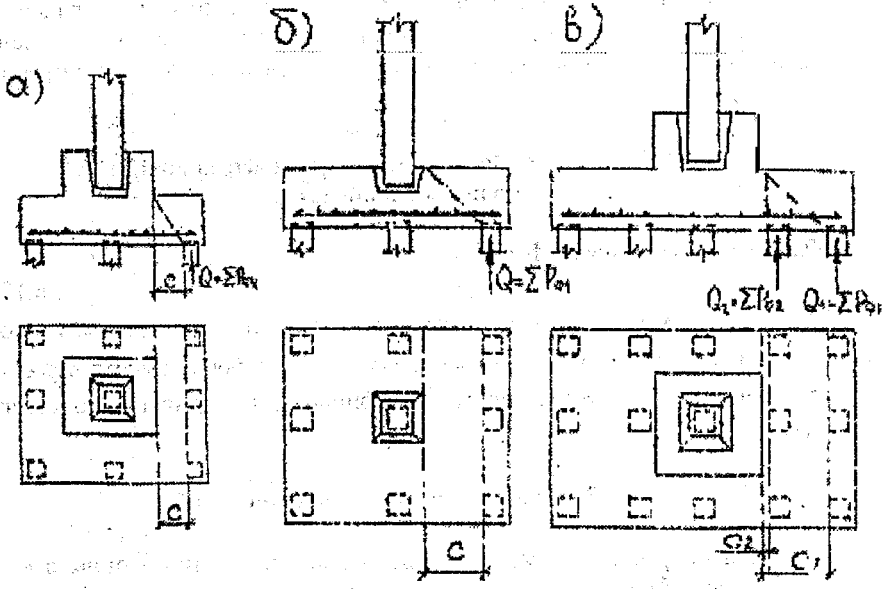


Рис. 6.3. Схемы, принимаемые при расчете прочности наклонных сечений ростверка по поперечной силе для ростверка с подколонником (а), плитного ростверка (б) и ростверка с многорядным расположением свай за гранью подколонника (в)

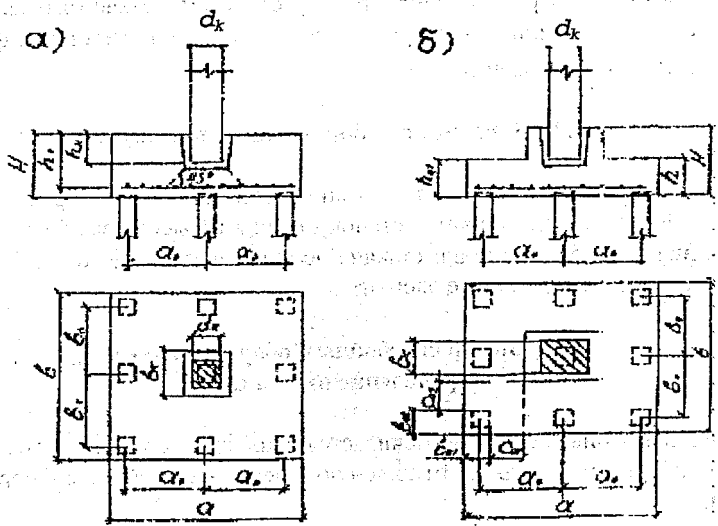


Рис. 6.4. Схемы продавливания ростверка под колонной (а) и угловой свай (б)

$$E = 1,75 \cdot a \cdot F_d, \quad (6.18)$$

где $a = 0,025 \text{ кДж/кН}$ - эмпирический коэффициент.

Пригодность молота по отношению к весу сваи проверяют по формуле:

$$E \geq \frac{Q_o + q}{k}, \quad (6.19)$$

где Q_o - масса молота, кг; q - масса сваи (включая массу наголовника и подбабка), кг; k - коэффициент применимости молота.

При подборе сваебойного агрегата необходимо выдерживать следующие соотношения между массой ударной части молота Q и массой сваи q :

- при забивке свай молотом одиночного действия или штанговым дизель-молотом в слабых грунтах $Q/q = 1,0$;
- то же, в грунтах средней плотности $Q/q = 1,25$;
- то же, в плотных грунтах $Q/q = 1,50$;
- при трубчатых дизель-молотах $Q/q = 0,7$.

По расчетной энергии, массе ударной части молота и сваи подбирают тип сваебойного молота.

Вибропогружатели для погружения свай и свай-оболочек диаметром до 30 см с закрытым концом по возмущающей силе подбирают в зависимости от несущей способности сваи и вида грунта основания.

При выполнении курсового проекта необходимо определить отказ свай (погружение сваи от одного удара в конце забивки), необходимый для контроля несущей способности сваи. Отказ сваи определяют по формуле:

$$S_o = \frac{\eta \cdot A \cdot E_d}{\frac{F_d}{M} \left(\frac{F_d}{M} + \eta \cdot A \right)} \cdot \frac{G_1 + \varepsilon^2 (G_2 + G_3)}{G_1 + G_2 + G_3} \quad (6.20)$$

где S_o - отказ сваи от одного удара молота, м; M - коэффициент, принимаемый при забивке молотами ударного действия равным единице; η - коэффициент, принимаемый в зависимости от материала сваи: при определении отказа железобетонных свай - 1500 кН/м^2 ; деревянных свай без подбабка - 1000 кН/м^2 ; деревянных свай с подбабком - 800 кН/м^2 ; A - площадь поперечного сечения сваи в м^2 ; E_d - расчетная энергия удара молота, кДж; F_d - несущая способность сваи в кН; G_1 - полный вес молота, кН; G_2 - вес сваи с наголовником, кН; G_3 - вес подбабка, кН; $\varepsilon^2 = 0,2$ - коэффициент восстановления удара.

Вычисленный отказ должен быть не менее $0,002 \text{ м}$. При этом E_d определяют по следующим формулам:

$$E_d = G \cdot H \quad \text{- для молотов одиночного действия;}$$

$$E_d = 0,9G \cdot H \quad \text{- для трубчатых молотов;}$$

$$E_d = 0,4G \cdot H \quad \text{- для штанговых молотов;}$$

где H - высота падения ударной части молота, м; G - вес ударной части молота, кН.

7. Проектирование искусственных оснований

Искусственно улучшенные основания устраивают в тех случаях, когда естественные основания оказываются недостаточно прочными или сильно сжимаемыми и их использование, как и применение свайных фундаментов, является технически и экономически нецелесообразным. При устройстве искусственно улучшенных оснований грунт в пределах части или всей активной зоны чаще всего заменяется, уплотняется или закрепляется. Вид основания, как и метод его устройства, выбирают с учетом грунтовых условий и технико-экономических показателей.

В курсовом проекте в качестве искусственных оснований рекомендуется принимать:

- а) песчаные подушки – если основание сложено сильносжимаемыми связными (с показателем текучести $J_L > 0,5$) и насыпными грунтами;
- б) поверхностное уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками – если основание сложено рыхлыми песчаными и насыпными (песчаными) грунтами;
- в) глубинное уплотнение грунтов песчаными сваями – если основание сложено водонасыщенными рыхлыми мелкими и пылеватыми песками.

7.1. Уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками

При проектировании уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками должны быть указаны: требуемая плотность грунта на нижней границе уплотняемой зоны; оптимальная влажность грунта и количество воды для его увлажнения; глубина уплотнения; диаметр и масса трамбовки; величина недобора грунта до проектной отметки; размеры уплотняемой площади в плане.

Уплотнение тяжелыми трамбовками применяется при степени влажности грунтов $S \leq 0,7$ и плотности сухого грунта не выше $1,55 \text{ т/м}^3$.

Требуемая плотность грунта на нижней границе уплотняемой зоны должна соответствовать значению $\rho_{d,s} \geq 1,6 \text{ т/м}^3$.

Работы по уплотнению грунтов ведутся при их влажности, близкой к оптимальной, величина которой принимается: для песка мелкого и средней крупности – $0,1 \dots 0,15$; для песка пылеватого – $0,14 \dots 0,20$; песка крупного и гравелистого – $0,07 \dots 0,11$.

Если естественная влажность W меньше оптимальной влажности W_{opt} , то количество воды q , в т/м^3 , необходимое для доведения грунта до оптимальной влажности определяется по формуле:

$$q = (W_{opt} - W) \rho_d, \quad (7.1)$$

где W_{opt} - оптимальная влажность в долях единицы; W - естественная влажность перед увлажнением; ρ_d - плотность сухого грунта до уплотнения.

В тех случаях, когда естественная влажность превышает оптимальную ($W > W_{opt}$); грунт перед уплотнением подсушивают (например, водоопижением) так, чтобы $W = W_{opt}$.

Для классификационной оценки грунта после его уплотнения определяем среднее значение коэффициента пористости и степени влажности уплотненного грунта.

Среднее значение коэффициента пористости в пределах уплотняемой зоны грунта определяем из выражения:

$$e_{cp} = (e_{yml} + e_{np}) / 2, \quad (7.2)$$

где e_{yml} - минимальное значение коэффициента пористости грунта у поверхности уплотненного слоя; e_{np} - коэффициент пористости грунта на нижней границе уплотненного слоя.

Ориентировочно e_{yml} и e_{np} определяются из выражений:

$$e_{yml} = (W_{opt} \cdot \rho_s) / \rho_w; \quad (7.3)$$

$$e_{np} = \rho_s / \rho_{d,s} - 1, \quad (7.4)$$

где W_{opt} - то же, что и в ф. 7.1; ρ_s , $\rho_{d,s}$, ρ_w - соответственно плотность твердых частиц грунта, сухого грунта на нижней границе уплотненного слоя ($\rho_{d,s} \geq 1,6 \text{ т/м}^3$) и плотность воды. Степень влажности уплотненного грунта определяется по формуле:

$$S_r = W_{opt} \cdot \rho_s / e_{cp} \cdot \rho_w, \quad (7.5)$$

где e_{cp} , W_{opt} , ρ_s , ρ_w - значения те же, что и в формулах 5.2 - 5.4.

Считая, что грунт после его уплотнения достиг проектной плотности, определяем размеры фундамента в плане, принимая за расчетное значение характеристик φ_{II} , c_{II} , E , R_0 их нормативные значения. Значение γ_{II} определяем из выражения:

$$\gamma_{II} = \rho_{d,s} (1 + W_{opt}) \cdot q, \quad (7.6)$$

где $\rho_{d,s}$, W_{opt} - значения те же, что и в формулах 7.3, 7.4; q - ускорение свободного падения $q \approx 10 \text{ м/с}^2$.

После определения размеров фундамента в плане определяем параметры уплотненного основания.

Требуемая глубина уплотнения грунта определяется из условия полного устранения просадочных свойств грунтов в пределах всей деформируемой зоны или только ее верхней части на глубину, при которой деформации не превышают предельно допустимых.

Не рекомендуется оставлять слабый слой небольшой мощности в пределах сжимаемой толщи.

Глубина уплотнения тяжелыми трамбовками h , определяется по приближенной формуле:

$$h_s = k \cdot d, \quad (7.8)$$

где d - диаметр основания трамбовки, м; k - коэффициент, принимаемый по данным экспериментальных исследований для песков - 1,55; супесей и суглинков - 1,8.

Диаметр трамбовки рекомендуется принимать в пределах 1,2-2,0 м при большой мощности слабого слоя, если же мощность слоя грунта небольшая, то величину d можно определить из выражения (7.8):

$$d = \frac{h_s}{k},$$

где h_s - мощность слоя грунта, подлежащего уплотнению.

Вес трамбовки, исходя из необходимости обеспечения удельного статического давления трамбовки на грунт 20 кПа определим по формуле:

$$G_{мп} = P \cdot A_{мп}, \quad (7.9)$$

где $P=20$ кПа - удельное статическое давление; $A_{мп}$ - площадь основания трамбовки, м².

Величина недобора грунта до проектной отметки заложения фундаментов Δh , принимается равной понижению трамбуемой поверхности и определяется по формуле:

$$\Delta h = 1,2h_s(1 - \rho_d / \rho_{d,s}), \quad (7.10)$$

где h_s - толщина уплотняемого слоя, м; ρ_d - плотность сухого грунта до уплотнения, т/м³; $\rho_{d,s}$ - плотность сухого грунта после уплотнения, т/м³.

Если грунт с поверхности дна котлована не удастся уплотнить на всю глубину за один раз, то котлован отрывают ниже проектной отметки и уплотнение основания ведут сначала ниже дна котлована, а затем укладываемого послойно грунта.

Ширина b , и длина l , уплотняемой площади назначаются в соответствии с конфигурацией и размерами фундаментов и принимаются равными:

$$b_s = b + 0,5(b - d); \quad (7.11)$$

$$l_s = l + 0,5(b - d), \quad (7.12)$$

где b и l - соответственно ширина и длина фундамента, м; d - диаметр применяемой трамбовки, м.

Во всех случаях ширина уплотняемой полосы должна быть не менее диаметра трамбовки, а за пределами фундаментов - не менее 0,2 м с каждой стороны.

Расчет осадки основания фундамента, а также расчет фундамента по прочности производится в соответствии с рекомендациями, изложенными в разделе 5.

7.2. Проектирование песчаных подушек

При устройстве песчаных подушек слабый грунт заменяют крупным или средней крупности песком. При необходимости песок доувлажняют или подсушивают до оптимальной влажности W_{opt} и укладывают его послойно или сразу в

пределах всей высоты с заданной плотностью сложения, соответствующей $\rho_{d,s} \geq 1,65 \text{ т/м}^3$.

В соответствии с физическими характеристиками грунта материала подушки производят классификационную оценку их свойств как основания фундамента, используя формулы:

$$e_{\text{нал}} = \frac{\rho_s}{\rho_{d,s}} - 1; \quad S_r = \frac{W_{\text{онм}} \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w},$$

где ρ_s - плотность твердых частиц грунта, т/м^3 (можно принять $\rho_s = 2,66 \text{ т/м}^3$); $\rho_{d,s}$ - плотность сухого грунта, т/м^3 ($\rho_{d,s} \geq 1,65 \text{ т/м}^3$); ρ_w - плотность воды, т/м^3 ; $W_{\text{онм}}$ - оптимальная влажность, в долях единицы ($W_{\text{онм}} = 0,07 \dots 0,11$), $e_{\text{нал}}$ - коэффициент пористости грунта песчаной подушки.

Выполнив оценку свойств грунта и сделав заключение, определяем нормативные значения φ_n , c_n , E , R_0 и принимаем их за расчетные. Значение γ_{II} определяем из выражения 7.6:

$$\gamma_{II} = \rho_{d,s}(1 + W_{\text{онм}})q,$$

где $\rho_{d,s} \geq 1,65 \text{ т/м}^3$; $W_{\text{онм}} = 0,07 \dots 0,11$; q - значение то же, что и в формуле 5.6, затем определяем размеры фундамента в плане.

После определения размеров фундамента в плане конструируем подушку, определяя ее высоту и размеры в плане.

Толщина грунтовой подушки для замены слабого непросадочного грунта назначается в зависимости от мощности слоя этого грунта и его несущей способности. При незначительной мощности слабого грунта под подошвой фундамента и залегании под ним грунта с более высокой несущей способностью целесообразно (при технико-экономическом обосновании) слабый грунт полностью заменить (прорезать) грунтовой подушкой. В случае невозможности (по технико-экономическим причинам) прорезки всего слоя слабого грунта применяется частичная его замена грунтовой (песчаной) подушкой, толщина которой в этом случае определяется из условия, чтобы полное давление на кровлю слабого грунта не превышало расчетного сопротивления на этот грунт, т.е.

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zq} \leq R_z, \quad (7.13)$$

где σ_{zp} и σ_{zq} - вертикальные напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента, соответственно от нагрузки на фундамент и от собственного веса грунта, кПа; R_z - расчетное сопротивление грунта пониженной прочности на глубине z , кПа, вычисленное по формуле 7 /12/ для условного фундамента шириной b_z , м, равной:

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a, \quad (7.14)$$

где $A_z = N_{II} / \sigma_{zp}$; $a = (l - b) / 2$,

здесь N_{II} - вертикальная нагрузка на основание от фундамента (с учетом веса фундамента и грунта на его уступах);

В случае, если проверка по подстилающему слою грунта относится к ленточному фундаменту с нагрузкой N_{II} , кН/м, длину условного фундамента можно считать равной длине проектируемого. При этом ширину условного фундамента b_z допускается определять по формуле:

$$b_z = \frac{N_{II}}{\sigma_{сп}} \quad (7.14a)$$

Для фундамента квадратного в плане $b_z = \sqrt{A_z}$, м.

В случае, если условие 7.13 выполняется с большим запасом, необходимо уменьшить высоту подушки, если же условие 7.13 не выполняется, высоту подушки необходимо увеличить. Размеры грунтовых подушек в плане назначаются в зависимости от размеров фундаментов, их конфигурации в плане, принятого давления на грунт, целевого назначения применения грунтовых подушек, удобства производства земляных работ и т.п.

При устройстве подушек в сильно и неравномерно сжимаемых грунтах размеры подушки в плане зависят от сопротивляемости горизонтальному давлению грунта, расположенного по сторонам от нее. Эта сопротивляемость должна исключить возможность деформации подушки в стороны. Для определения размеров подушки задаются распределением давления в ней под углом α (рис. 7.1), принимаемым равным $\alpha = 30 \dots 45^\circ$.

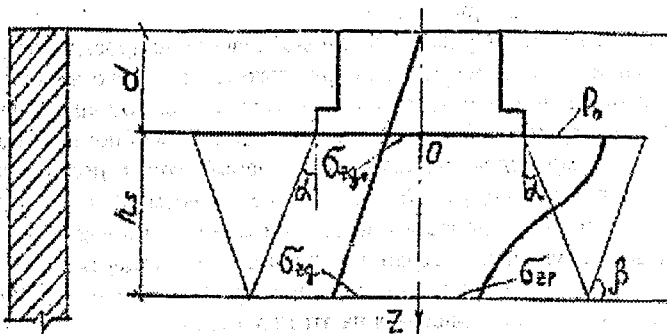


Рис. 7.1. Расчетная схема

При устройстве подушек только с целью ликвидации просадочных свойств грунтов в наиболее напряженной зоне основания фундамента, ширину грунтовой подушки b_z и длину ее l_z понизу следует определять по формулам:

$$b_z = b(1 + 2k_h); \quad (7.15)$$

$$l_z = l + 2bk_h, \quad (7.16)$$

где b и l - соответственно ширина и длина фундамента или здания, м; k_h - коэффициент, учитывающий характер распределения горизонтальных деформаций в ос-

новании фундаментов при просадке грунта и принимаемый равным при: $P=0,15-0,2$ МПа $k_n=0,3$; $P=0,25-0,3$ МПа $k_n=0,35$; $P=0,35-0,4$ МПа $k_n=0,4$.

Для экономии материала песчаной подушки котлован отрывают с предельно крутыми откосами, рис. 7.1, угол наклона боковой грани подушки к горизонту β рекомендуется принимать в пределах $45 \dots 60^\circ$.

Ширина грунтовой подушки поверху в этих случаях должна быть не менее чем на 0,6 м больше ширины фундамента, а понизу не менее чем на 0,4 м.

Расчет осадки основания фундамента, а также расчет фундамента по прочности производится в соответствии с рекомендациями, изложенными в разделе 5.

7.3. Проектирование глубинного уплотнения грунтов песчаными сваями

При устройстве песчаных свай в грунт с помощью вибропогружателя внедряется инвентарная трубчатая свая диаметром 325-500 мм, снабженная раскрывающимся наконечником. При погружении сваи (с закрытым башмаком) грунт вокруг сваи уплотняется, затем внутрь трубы засыпается крупный или средний крупности песок и при работающем вибраторе свая постепенно извлекается из грунта. При этом наконечник раскрывается и песок высыпается в образовавшуюся скважину, в результате чего она полностью заполняется песком, т.е. образуется песчаная свая. Следует отметить, что песчаные сваи не являются прочными несущими стержнями, как, например, бетонные сваи, а служат лишь средством уплотнения и улучшения грунтов основания. Средняя плотность сухого грунта в уплотненном основании должна составлять $\rho_{d,s}=1,65-1,70$ т/м³. Фундамент на уплотненном основании возводят как на естественном, порядок проектирования при этом принимается следующий.

Определяют коэффициент пористости уплотненного основания по формуле:

$$e_{\text{упл}} = \frac{\rho_s}{\rho_{d,s}} - 1, \quad (7.17)$$

где ρ_s , $\rho_{d,s}$ - соответственно плотность твердых частиц, т/м³ и сухого грунта после уплотнения.

Определяют степень влажности S_r уплотненного грунта по формуле:

$$S_r = \frac{W \cdot \rho_s}{e_{\text{упл}} \cdot \rho_w}, \quad (7.18)$$

где W - влажность грунта, в долях единицы (естественная), ρ_w - плотность воды, т/м³ ($\rho_w = 1$ т/м³). После этого дают классификационную оценку уплотненного слоя грунта.

Определяют размеры фундамента в плане, принимая за расчетные значения характеристик φ_n , c_n , E и R_0 их нормативные значения. Значение γ_n определяем из выражения:

$$\gamma_{II} = \rho_{a,s}(1+W) \cdot q, \quad (7.19)$$

где $\rho_{a,s}$ - значение то же, что и в формуле 7.17; W - значение то же, что и в формуле 7.18.

Определяем ориентировочное значение площади уплотненного основания по формуле:

$$A_s = 1,4b(l + 0,4b), \quad (7.20)$$

где l и b - соответственно длина и ширина фундамента, м.

В дальнейшем площадь уплотненного основания уточняется из условия размещения песчаных свай.

Песчаные сваи в пределах уплотняемой площади следует размещать в шахматном порядке - по вершинам равностороннего треугольника (см. рис. 7.2).

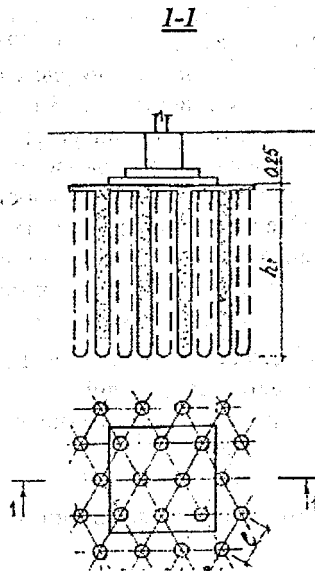


Рис. 7.2. Расчетная схема

Независимо от полученного по расчету числа песчаных свай, число рядов их по длине и ширине фундамента должно быть не менее трех, при этом крайние ряды свай должны выступать за границу уплотняемой площади не менее чем на $0,5 l$ (где l - расстояние между центрами песчаных свай).

Устанавливаем расстояние между центрами песчаных свай из условия, чтобы грунт в процессе его уплотнения приобрел проектную плотность во всем уплотненном массиве. В этом случае

$$l = 0,95d \sqrt{\rho_{d,s} / (\rho_{d,s} - \rho_d)}, \quad (7.21)$$

где ρ_d - плотность сухого грунта природного сложения, т/м³; $\rho_{d,s}$ - средняя (проектная) плотность сухого грунта в уплотненном массиве, т/м³; d - диаметр свай, м ($d = 0,325 \dots 0,5$ м).

Определяем необходимое число песчаных свай N_{cs} , используя зависимости:

$$n_{cs} = \Omega A_s / A_{cs}; \quad (7.22)$$

$$\Omega = (e - e_{yml}) / (1 + e), \quad (7.23)$$

где A_{cs} - площадь поперечного сечения одной свай, м²; e - коэффициент пористости грунта до его уплотнения; e_{yml} - коэффициент пористости грунта после его уплотнения.

После выполнения расчетов на чертеж наносят сетку размещения песчаных свай с принятым в проекте расстоянием между ними. Затем на сетку накладывают кальку, на которой в том же масштабе вычерчена подошва фундамента с дополнительной уплотненной полосой (шириной $0,2b$) по всему периметру. Перемещая кальку по указанной сетке, устанавливают оптимальное размещение песчаных свай в уплотненном основании и уточняют их число.

Эффект глубинного уплотнения достигается тогда, когда в скважину засыпают необходимую массу песка для достижения проектной плотности уплотняемого грунта, которую на 1 м длины песчаной свай определяют по формуле:

$$m = A_{cs} \cdot \rho_s (1 + W) / (1 + e_{yml}), \quad (7.24)$$

где ρ_s - плотность твердых частиц песчаного грунта, т/м³ ($\rho_s = 2,66$ т/м³); W - его влажность в долях единицы (принимается в пределах $0,07 \dots 0,11$).

Расчет осадки основания фундамента, а также расчет фундамента по прочности производится в соответствии с рекомендациями, изложенными в разделе 5.

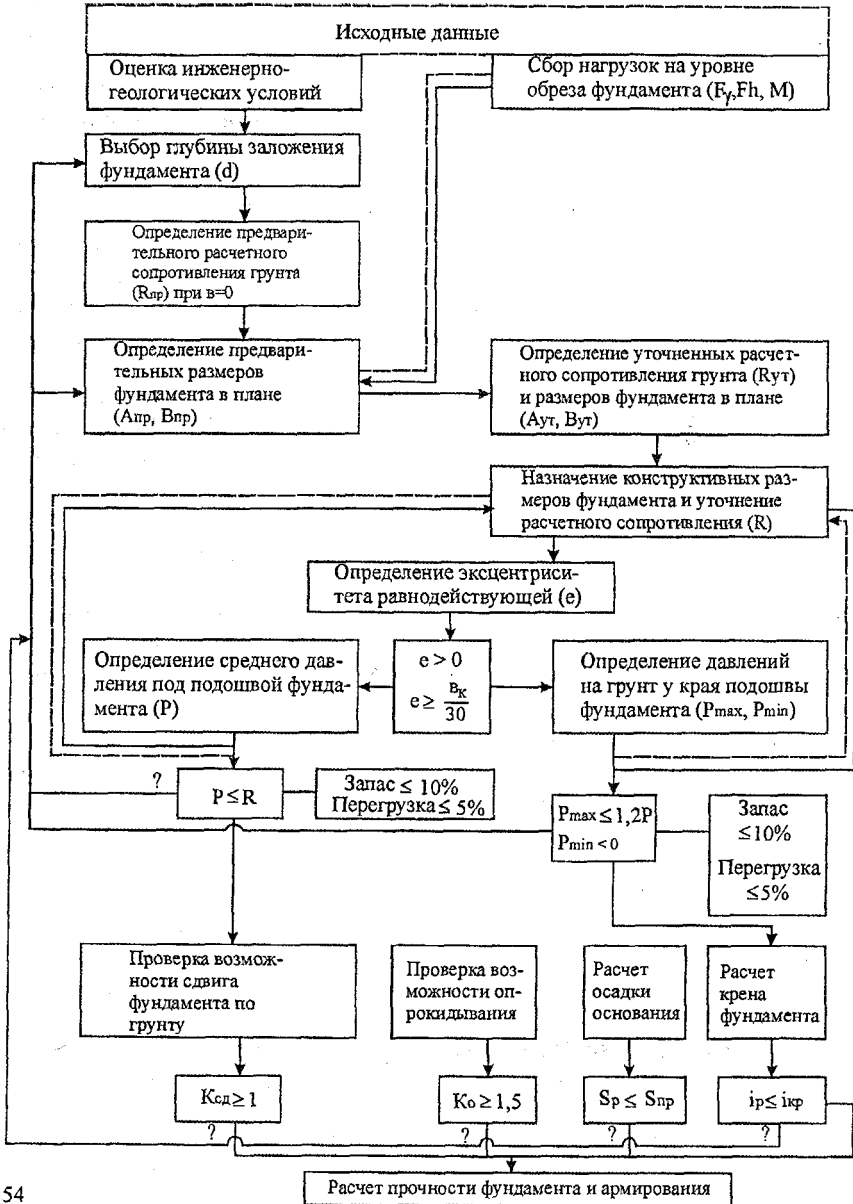
Литература

1. Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты. - М.: Стройиздат, 1981. - 319 с.
2. Далматов Б.И., Морарескул Н.Н., Науменко В.Г. Проектирование фундаментов зданий и промышленных сооружений. - М.: Высшая школа, 1986. - 239 с.
3. Задания к курсовому проекту и контрольным работам по курсу «Механика грунтов, основания и фундаменты» для студентов специальности Т.19.01, Брест, 1996. - 49 с.
4. Напшин Ф.К. Основания и фундаменты в дипломном проектировании. - Саратов, 1986. - 224 с.
5. Методические указания к выполнению курсового и дипломного проектов по курсу «Механика грунтов, основания и фундаменты». Часть 2. Примеры расчетов. - Брест, 1999 - 58 с.
6. Методические указания для курсового и дипломного проектирования по расчету оснований и фундаментов на ЭВМ по курсу «Механика грунтов, основания и фундаменты». Брест, 1984. - 14 с.
7. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений. - М.: Стройиздат, 1986. - 415 с.
8. Основания, фундаменты и подземные сооружения (М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др.) - М.: Стройиздат, 1985. - 480 с.
9. Руководство по проектированию свайных фундаментов (НИИОСП им. Н.М. Герсеванова). - М.: Стройиздат, 1980. - 150 с.
10. Стандарт института. Оформление материалов курсовых и дипломных проектов (работ), отчетов по практике. Общие требования и правила оформления. СТ БПИ - 01-98. Брест, 1998. - 32с.
11. Сваи и свайные фундаменты. - Киев, «Будівельник», 1987.
12. Стандарт республики Беларусь. Грунты. Классификация. СТБ 943-94.- Мн.: Минстройархитектуры РБ, 1995.
13. Строительные нормы республики Беларусь. Основания и фундаменты зданий и сооружений. СНБ 5.01.01-99. - Мн.: Минстройархитектуры РБ, 1999.
14. Строительные нормы и правила. Строительная климатология и геофизика. СНиП 2.02.01-82. - М.: Стройиздат, 1983.
15. Строительные нормы и правила. Бетонные и железобетонные конструкции. - М.: Стройиздат, 1985.
16. Чершук В.П., Пойта П. С. Расчет, проектирование и устройство свайных фундаментов. - Брест, Облтипография, 1998.
17. Шведовский П.В. и др. Выбор оптимальных решений в строительстве (ЦНИИЭПсельстрой). Ярославль, 1990. - 302 с.
18. Шведовский П.В., Федоров В.Г. Инженерная геология. БПИ, Брест, 1999.
19. Шерешевский И.А. Конструирование промышленных зданий и сооружений. - Л.: Стройиздат, 1976.
20. Цытович Н.А. Механика грунтов. - М.: Высшая школа, 1980.

21. Строительные нормы и правила. Нагрузки и воздействия. СНиП 2.01.07-85. – М.: Стройиздат, 1986.
22. Веселов В.А. Проектирование оснований и фундаментов. М.: Стройиздат, 1990 – 304 с.

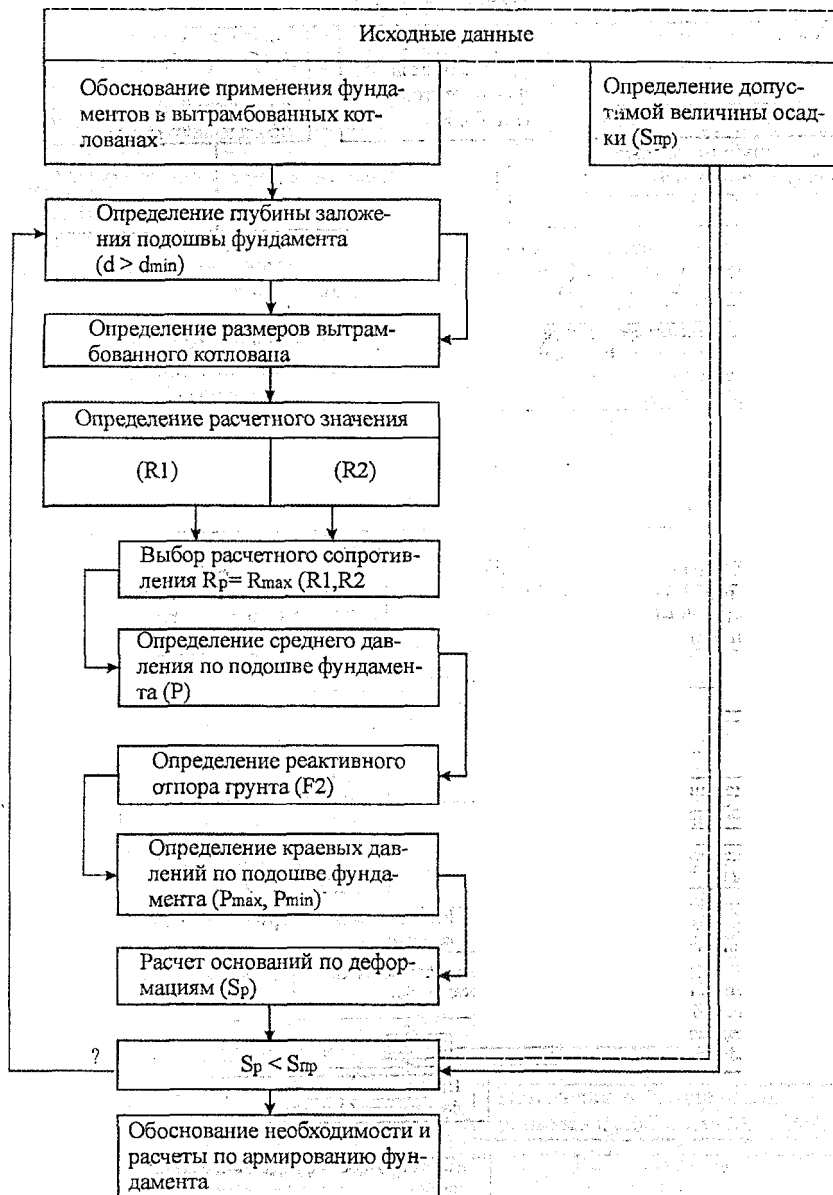
Приложение 1

РАСЧЕТ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЛЕНТОЧНОГО И ОТДЕЛЬНО СТОЯЩЕГО ФУНДАМЕНТА НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ



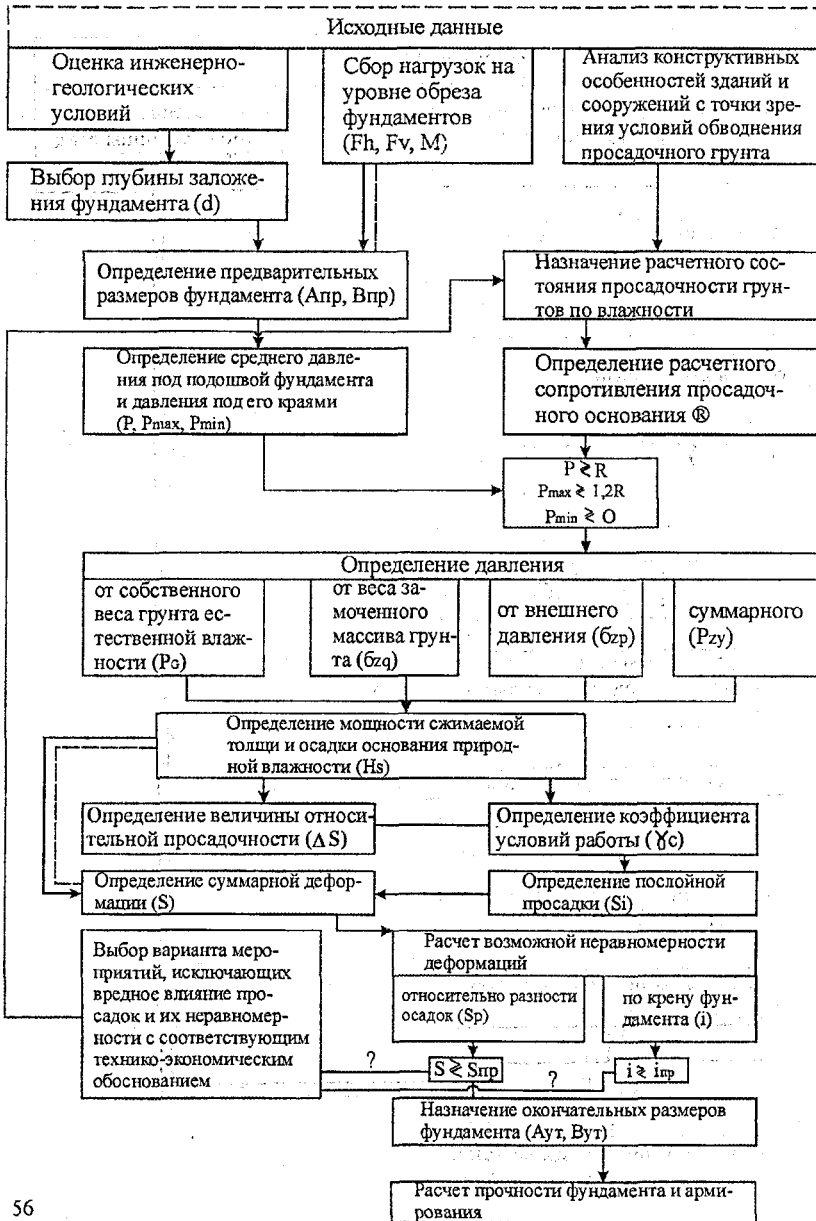
Приложение 2

АЛГОРИТМ РАСЧЕТА ОСНОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ В ВЫТРАМБОВАННЫХ КОТЛОВАНАХ



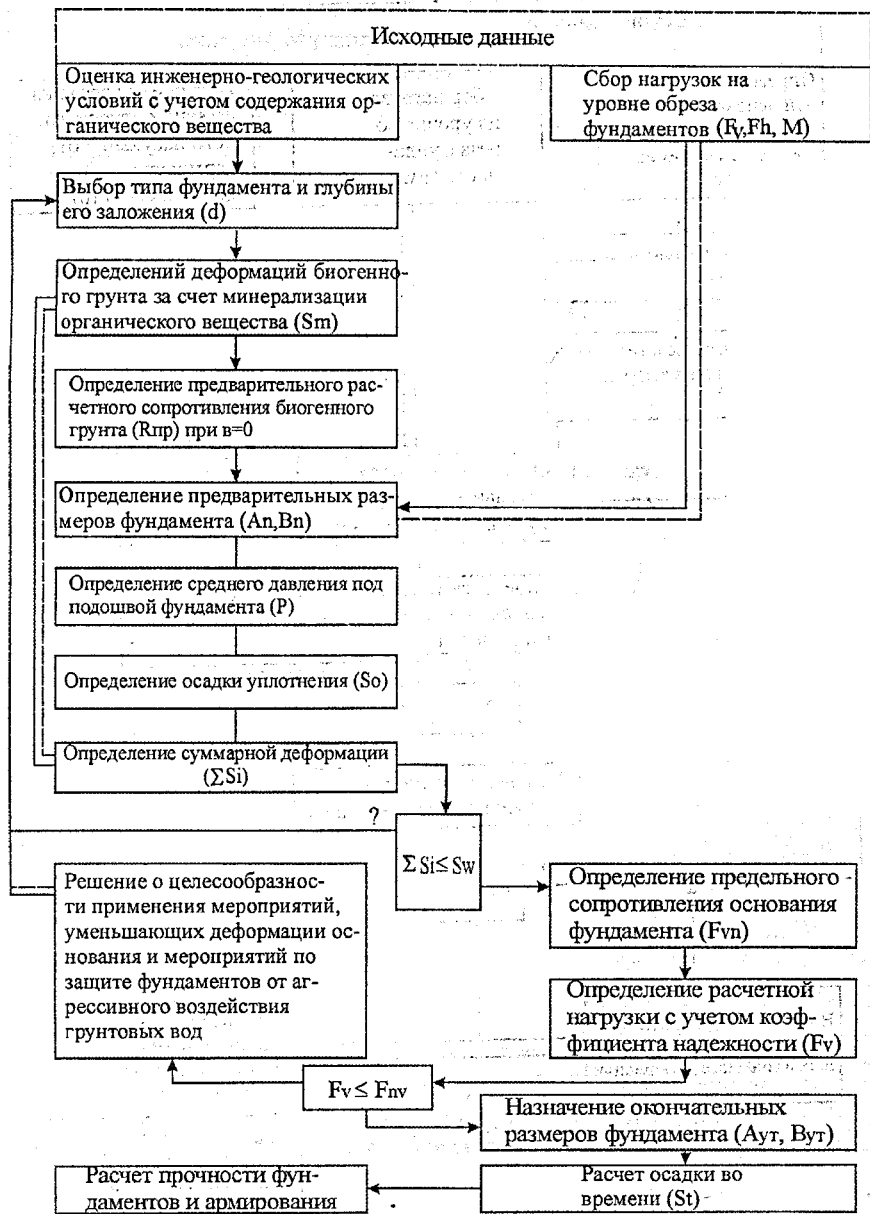
Приложение 3

АЛГОРИТМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ НА ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ



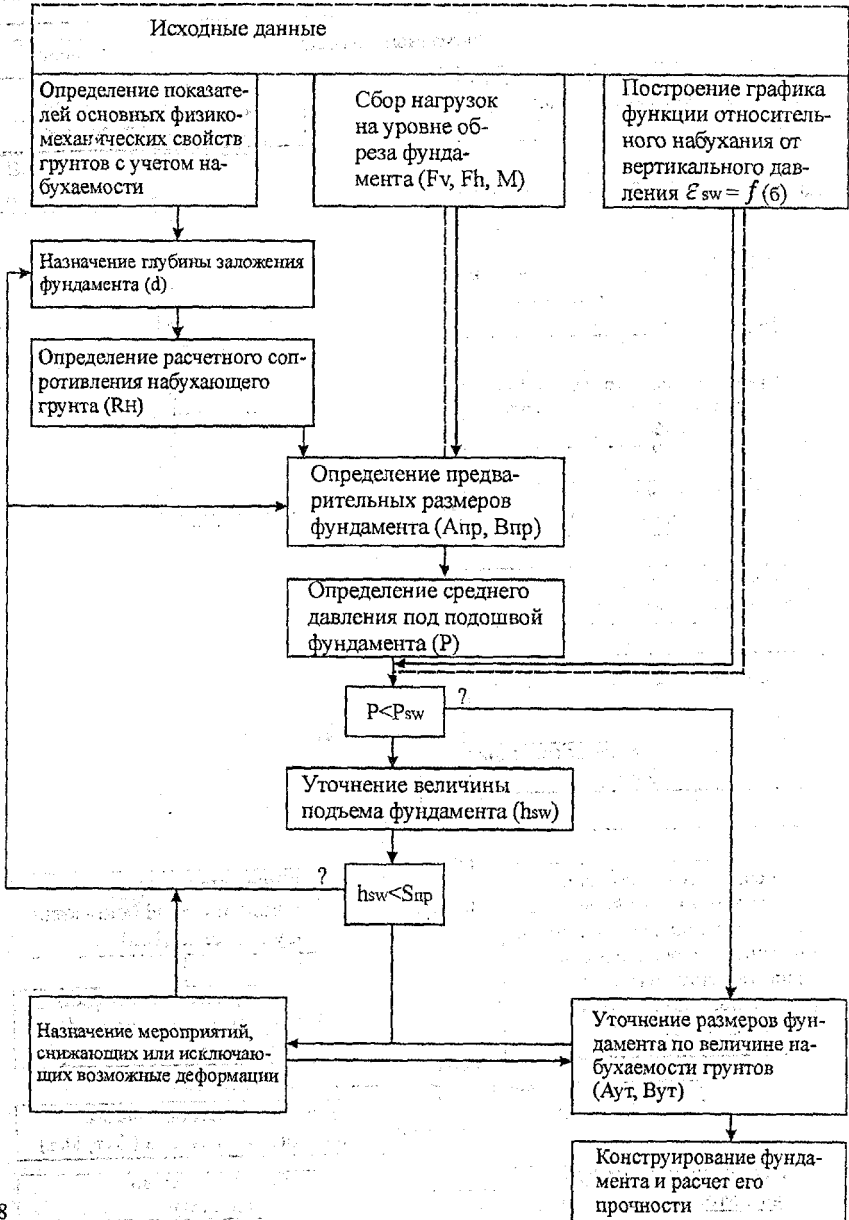
Приложение 4

АЛГОРИТМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ НА БИОГЕННЫХ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГРУНТАХ



Приложение 5

АЛГОРИТМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ НА НАБУХАЮЩИХ ГРУНТАХ



Учебное издание

Составители: Петр Степанович Пойта
Петр Владимирович Шведовский
Владимир Николаевич Дедок
Анатолий Михайлович Климук
Галина Петровна Демина

Методические указания

к выполнению курсового и дипломного проектов по курсу «Механика грунтов, основания и фундаменты» для студентов дневной и заочной формы обучения специальности Т.19.01 «Промышленное и гражданское строительство». Часть 1. Методика проектирования и расчетов.

Ответственный за выпуск
Редактор

Пойта П.С..
Строкач Т.В.

Подписано к печати 7.06.2000. Формат 60x84/16. Бумага писчая № 1. Усл. п. л. 3.5. Уч. изд. л. 3.75. Заказ № 600. Тираж 200 экз. Бесплатно. Отпечатано на ризографе Брестского государственного технического университета. 224017, Брест, ул. Московская, 267.